



UNIVERSIDADE DA CORUÑA



ESCOLA TÉCNICA SUPERIOR DE ENXEÑEIROS DE CAMIÑOS, CANAIS E PORTOS

DEPARTAMENTO DE MÉTODOS MATEMÁTICOS E DE REPRESENTACIÓN

GRUPO DE INGENIERÍA DEL AGUA Y DEL MEDIO AMBIENTE

**TESIS DOCTORAL**

**ESTUDIO DEL FUNCIONAMIENTO HIDRÁULICO Y DE LA  
MOVILIZACIÓN DE LA CONTAMINACIÓN DURANTE SUCESOS  
DE LLUVIA EN UNA CUENCA UNITARIA Y UNA SEPARATIVA EN  
EL NOROESTE DE ESPAÑA**

AUTOR: **JUAN CAGIAO VILLAR**

DIRECTORES:

**JOAQUÍN SUÁREZ LÓPEZ  
JERÓNIMO PUERTAS AGUDO**

A CORUÑA, SEPTIEMBRE DE 2002



UNIVERSIDADE DA CORUÑA



ESCOLA TÉCNICA SUPERIOR DE ENXEÑEIROS DE CAMIÑOS, CANAIS E PORTOS

DEPARTAMENTO DE MÉTODOS MATEMÁTICOS E DE REPRESENTACIÓN

GRUPO DE INGENIERÍA DEL AGUA Y DEL MEDIO AMBIENTE

79

**TESIS DOCTORAL**

ESTUDIO DEL FUNCIONAMIENTO HIDRÁULICO Y DE LA  
MOVILIZACIÓN DE LA CONTAMINACIÓN DURANTE SUCESOS  
DE LLUVIA EN UNA CUENCA UNITARIA Y UNA SEPARATIVA EN  
EL NOROESTE DE ESPAÑA

**AUTOR: JUAN CAGIAO VILLAR**

DIRECTORES:

**JOAQUÍN SUÁREZ LÓPEZ  
JERÓNIMO PUERTAS AGUDO**

A CORUÑA, SEPTIEMBRE DE 2002

## **AGRADECIMIENTOS**

Debo agradecer, en primer lugar, a Joaquín Suárez y Jerónimo Puertas su generosidad al permitirme, mediante su enorme dedicación y esfuerzo personal, haber realizado esta tesis doctoral.

En segundo lugar, y no por ello menos importante, mi agradecimiento a Antonio López y a la empresa Aquagest Galicia S.A. por su inestimable apoyo en las tareas de campo concernientes a la red que gestiona así como por la valiosa información facilitada.

También agradecerle a Javier Temprano González su inestimable ayuda y consejos en el empleo del programa SWMM y a Juan José Bonillo por su ayuda con la modificación de los códigos fuente.

A Alfredo Jácome Burgos por su gran apoyo en las técnicas de análisis de aguas en laboratorio.

A Fernando Vázquez Santana por su enorme esfuerzo y apoyo en las labores de campo.

A José Llanderozas por el apoyo prestado en la programación de herramientas auxiliares para la interpretación de los resultados del SWMM.

A Santiago López Fontán por su asesoramiento en el empleo de las técnicas estadísticas aplicadas a los resultados de las campañas de campo.

A María Beneyto por su colaboración en la búsqueda de información científica relacionada con la tesis doctoral.

A Francisco Díaz-Fierros por su importante labor en las campañas de campo y haber facilitado generosamente material para las secciones de control.

A Eugenia Calvo López y David Hernáez Oubiña como autores de los proyectos técnicos que han servido de punto de partida en la elaboración de esta tesis doctoral.

A la Universidade da Coruña por su inestimable apoyo institucional y académico.

Al Concello de Santiago de Compostela por ofrecer todas las facilidades necesarias para la instalación de equipos de medición en la infraestructura de saneamiento.

A los proyectos CICYT HID98-0286 y CICYT HID99-0310 por su importante apoyo financiero a este proyecto.

Y finalmente, y de modo muy especial, a mis padres, que con tanto tesón y esfuerzo me permitieron disfrutar de una educación plena de satisfacciones personales y que espero sirvan para ayudar a mejorar la sociedad que nos ha tocado vivir.



## **PRÓLOGO**

El saneamiento urbano, al igual que otras muchas disciplinas milenarias, ha ido evolucionando con el correr de los tiempos. La filosofía básica en cuanto a su concepción ya fue asentada por el Imperio Romano con la construcción de una importante red de colectores, muchos de los cuales siguen en activo hoy en día. Realmente, la evolución hasta el siglo XIX fue más bien discreta, sufriendo en algunos momentos de nuestra historia cierto retroceso; recordemos la célebre frase de "agua va" de no hace mucho tiempo.

Es en los siglos XIX y sobre todo en el XX, como resultado de una serie de hitos claves en la historia del hombre - la revolución industrial, avance espectacular de la tecnología, etc.- cuando se da lugar a un crecimiento demográfico a nivel mundial sin precedentes que desemboca en una sociedad de bienestar marcada claramente por una corriente social de tipo consumista. Todo este proceso, lógicamente, va ligado a un coste: el hombre empieza a generar cantidades ingentes de residuos, la tecnología permite arrancarle a la madre naturaleza la materia prima de forma antinatural para luego transformarla. Pero el hombre, como ser racional que es, empieza a darse cuenta de que este proceso no es ilimitado y que, en algunos aspectos, está generando daños irreversibles. Surge una conciencia social equilibradora de esta espiral destructiva que aboga por un desarrollo sostenible con respeto hacia la naturaleza como precepto básico; no se puede avanzar, en el más amplio sentido de la palabra, si destruimos aquello de lo que procedemos y somos parte. Como consecuencia de esta nueva forma de pensar se empieza a dedicar más atención a los medios receptores de nuestros residuos para preservarlos, de manera que se tienda hacia un equilibrio de los ecosistemas que contienen. Se empieza a invertir esfuerzos poniendo a disposición la ciencia y tecnología necesarios para ello.

Uno de los medios receptores más afectados ha sido el acuático, debido, entre otras razones, a que el agua es el mejor diluyente natural que existe y, por tanto, el que de forma más brutal se ha empleado para los fines de evacuación de los residuos generados. El resultado es una degradación progresiva de ríos, lagos, etc. y de todos los ecosistemas asociados a ellos. Es en este marco donde se sitúa el saneamiento urbano moderno, cuya misión ya no es tan solo de tipo sanitario (evacuación de las aguas fecales domésticas) y de drenaje de las aguas de lluvia, sino que además ha de transportar y tratar la contaminación generada por la propia actividad de las grandes urbes de nuestra era, respetando al medio que va a acoger finalmente esos efluentes.

Pues bien, esta filosofía moderna del saneamiento urbano ha ido evolucionando a su vez paralelamente a la progresiva concienciación social en la materia y con los avances tecnológicos que permitían un seguimiento de la contaminación generada. Fue así como se observó que nuestros ríos seguían contaminados a pesar de construirse importantes redes de colectores y estaciones depuradoras de aguas residuales. No se estaba considerando a un factor, la lluvia, que en las nuevas condiciones (aglomeraciones urbanas con una intensa actividad social, industrial, etc.) diferentes a las de antaño, cobra



ahora una especial y singular importancia: es el elemento transportador de toda la contaminación acumulada en la superficie de las cuencas urbanas hacia los medios receptores. La escorrentía urbana deja de estar limpia, tal y como se consideraba hasta entonces, para convertirse en un flujo contaminado a tener en consideración.

Este nuevo factor introduce cambios conceptuales de importancia en los sistemas de saneamiento existentes ya que, al ser éstos en su mayoría de tipo unitario, estaban diseñados para transportar básicamente el caudal de tiempo seco y verter en tiempo de lluvia ya que, al no estar ésta contaminada, diluía las aguas sanitarias y podían así ser vertidas sin peligro.

Ante el desconocimiento que suponía este nuevo hallazgo empieza a cobrar gran importancia la toma de datos de campo, con el fin de esclarecer los hechos e ir desarrollando teorías y modelos que permitiesen explicar lo que realmente sucede, así como poder reproducirlo con herramientas informáticas a fin de ensayar a bajo coste posibles soluciones al problema.

La presente tesis doctoral se enmarca en esta línea, aplicada a un ámbito local, el gallego, con unas condiciones climatológicas y sociales determinadas, aunque con una metodología de estudio que se puede considerar general. Prueba de ello es que el "PROMEDSU", proyecto promovido por el Ministerio de Medio Ambiente para el estudio de la escorrentía urbana en cinco ciudades piloto en España, se ha basado en esta tesis doctoral.

## **RESUMEN**

La presente tesis doctoral pretende asentar una metodología de estudio del funcionamiento hidrológico-hidráulico y de la movilización de la contaminación durante episodios de lluvia en cuencas urbanas en el Noroeste de España.

Las cuencas objeto de estudio han sido dos: "Santiago Este" y "Fontiñas", ambas pertenecientes al sistema de saneamiento y drenaje de la ciudad de Santiago de Compostela. La ciudad de Santiago es la capital de la Comunidad Autónoma de Galicia y cuenta con una población del orden de 100.000 habitantes reales y unos 135.000 habitantes equivalentes.

La cuenca "Santiago Este" posee un sistema de alcantarillado de tipo unitario, mientras que en "Fontiñas" es separativo. El motivo de su elección como cuencas piloto radica precisamente en este hecho, ya que se pretende estudiar, entre otras cosas, las principales diferencias entre la contaminación vertida a medio receptor durante sucesos de lluvia desde una cuenca unitaria y una separativa.

El sistema de drenaje de la ciudad de Santiago de Compostela posee dos vertientes bien diferenciadas, una que drena hacia el río Sarela y la otra al río Sar. El primero desemboca en el segundo aguas abajo del casco urbano de la ciudad.

Actualmente existen dos colectores interceptores principales, el del río Sar y el del río Sarela, que discurren paralelos a los ríos que les dan nombre. Ambos se juntan aguas abajo del casco urbano y discurre a partir de entonces un único colector ( $\phi$  1.200 mm.) hasta la planta depuradora de aguas residuales de Silvouta, varios Kilómetros aguas abajo.

La situación actual de este sistema de saneamiento se puede resumir en lo siguiente:

- Existen frecuentes sucesos de rebose desde los colectores a los medios receptores Sar y Sarela durante el año, debido a que, por un lado, la red de colectores se ha quedado pequeña para el espectacular crecimiento de la ciudad tras su nombramiento como capital de la Comunidad Autónoma y, por otro, el régimen de lluvias supera ampliamente los 1.000 mm/año, lo que la convierte en una de las ciudades más lluviosas de España.
- La EDAR de Silvouta se ha quedado claramente infradimensionada y su actual capacidad de tratamiento es del orden del caudal medio de tiempo seco. Este hecho provoca que también existan frecuentes vertidos al río Sar desde el by-pass de la EDAR. Si tenemos en cuenta que el caudal de estiaje del río Sar es del orden de 500 l/s, y que el caudal medio del effluente de la EDAR es del orden de 400 l/s, se puede comprender que el grado de influencia que tiene éste último en la calidad del primero. De hecho, el río Sar está considerado como uno de los ríos más contaminados de Galicia.



En este sentido, el objetivo general de la tesis doctoral es avanzar en el conocimiento de la movilización en tiempo de lluvia de la contaminación difusa urbana en Santiago de Compostela para finalmente proponer una serie de recomendaciones encaminadas a solucionar dicha problemática.

Para conseguir este objetivo ha sido preciso fijarse una serie de objetivos parciales, que se resumen a continuación:

- La elaboración, calibración y validación de un modelo hidrológico-hidráulico para cada una de las cuencas analizadas como requisito imprescindible para la posterior elaboración de los modelos de contaminación. En este proceso se ha querido distinguir entre dos planteamientos: por un lado, se utilizó un método que se podría considerar como "tradicional" (cuenca de "Fontiñas"), en el que se dispone de la información de la cuenca necesaria para "alimentar" y calibrar el modelo matemático determinista cuyos parámetros tienen un claro sentido físico; y, por otro, se utilizó un método basado en la teoría de "caja negra" (cuenca de "Santiago Este"), en el que se considera a la cuenca como un sistema con un número suficiente de parámetros que carecen de sentido físico, al menos aparente. Para que este último método sea predictivo es necesario someterlo a un proceso de calibración, entrenamiento, con datos fiables de campo, pero su interés radica en que no es necesaria la información "física" de la cuenca ni de su red de alcantarillado. Este hecho hace que gane enteros frente al modelo tradicional, en el que sí es necesaria dicha información y que cabe la posibilidad de que no exista. El método "tradicional", en cambio, presenta la ventaja de ser más versátil a la hora de proponer cambios o resolver problemas puntuales en la red y analizar sus consecuencias. En pocas palabras, permite diseñar estrategias para optimizar el funcionamiento de elementos concretos del sistema de saneamiento, mientras que los planteamientos de caja negra o "ciegos" a este aspecto, reproducen únicamente el comportamiento hidráulico o de contaminación en la sección de cierre o control de la cuenca, sin tener la posibilidad de modificar elementos o factores aguas arriba.
- La elaboración, calibración y validación de un modelo de contaminación para cada una de las cuencas estudiadas, escogiendo como contaminante a los sólidos en suspensión. Este proceso era un requisito imprescindible para poder ensayar posteriormente diferentes configuraciones tanto para los sistemas de control y tratamiento de los reboses de alcantarillado unitario (SCTR, caso de "Santiago Este") como para los sistemas de control y tratamiento de las aguas pluviales (SCTAP, caso de la cuenca de "Fontiñas") propuestos.

Los dos puntos anteriores constituyen los objetivos parciales de la tesis, pero para su consecución ha sido necesario, a su vez, realizar las siguientes tareas: a) trabajo de campo, b) de laboratorio y c) de gabinete.

a) El trabajo de campo realizado supuso el desarrollo de las siguientes actividades:



- Obtención de información de la cuenca: topología y datos de la red.
- Instalación de un pluviómetro dentro de cada una de las cuencas estudiadas.
- Establecimiento de una sección de control para cada una de las cuencas estudiadas en el punto final de desagüe de las mismas, en las que se registraron valores en continuo de caudal, y de forma discreta, de contaminación, a través de los muestreos tanto de las aguas residuales de tiempo seco como de los sucesos de lluvia.

b) El trabajo de laboratorio consistió en realizar diferentes determinaciones de parámetros de contaminación de los sucesos de lluvia muestreados con el fin de tener para cada uno de ellos sus polutogramas correspondientes, además del hidrograma y del hietograma asociado. Esta información sirvió para calibrar los modelos de simulación utilizados además de para poder establecer relaciones estadísticas que reflejan el comportamiento de la contaminación en tiempo de lluvia.

c) El trabajo de gabinete consistió en procesar toda la información de las dos fases anteriores mediante:

- Un archivo ordenado y estructurado en forma de fichas tipo, denominadas "fichas de suceso".
- Análisis estadístico de la información obtenida para averiguar cuál es la dinámica de movilización de la contaminación durante episodios de lluvia, la determinación de cómo se manifiesta dicha contaminación y, finalmente, el establecimiento de relaciones entre parámetros observados y tendencias de comportamiento que pudiesen ayudar a interpretar los fenómenos físicos y químicos que gobiernan el fenómeno.

# ÍNDICE GENERAL

## CAPÍTULOS

### **CAPÍTULO 1.- INTRODUCCIÓN**

1.1.	NUEVAS TENDENCIAS EN LA GESTIÓN DE LOS SISTEMAS DE SANEAMIENTO	1-3
1.2.	EL SISTEMA DE SANEAMIENTO Y LAS TÉCNICAS DE GESTIÓN DE LA ESCORRENTÍA URBANA	1-6

### **CAPÍTULO 2.- OBJETIVOS**

2.1.	OBJETIVO GENERAL	2-3
2.2.	OBJETIVOS PARTICULARES	2-3

### **CAPÍTULO 3.- ESTADO ACTUAL DEL CONOCIMIENTO**

3.1	PROBLEMÁTICA GENERAL DE LA CONTAMINACIÓN ASOCIADA A LAS AGUAS DE ESCORRENTÍA URBANA	3-3
3.2	CONTAMINACIÓN PRESENTE EN LAS AGUAS DE ESCORRENTÍA URBANA Y SUS CARACTERÍSTICAS.	3-4
3.2.1	Fuentes de contaminación.	3-4
3.2.1.1	Contaminación atmosférica.	3-4
3.2.1.2	Contaminación de la superficie de la cuenca.	3-6
3.2.2	Características de los contaminantes presentes en las aguas de escorrentía urbana	3-9
3.2.2.1	Formas de presentación de la contaminación.	3-16
3.2.3	Redes unitarias y separativas en tiempo de lluvia.	3-22
3.2.4	Acumulación y lavado de la contaminación. Primer lavado.	3-24
3.2.4.1	Descripción de los fenómenos de acumulación y lavado.	3-24
3.2.4.2	Primer lavado.	3-31
3.3	TÉCNICAS DE ESTUDIO Y CARACTERIZACIÓN DE LA CONTAMINACIÓN ASOCIADA A LAS AGUAS DE ESCORRENTÍA URBANA	3-34
3.3.1	Introducción	3-34
3.3.2	Métodos para estimación de las cargas de contaminantes.	3-35
3.3.3	Síntesis de los estudios realizados por diferentes autores para la estimación de cargas contaminantes	3-39
3.3.3.1	Métodos estadísticos de regresión	3-39
3.3.3.2	Los modelos conceptuales o deterministas en la estimación de las cargas de contaminación	3-43
3.4	RESUMEN DEL ESTADO DEL CONOCIMIENTO.	3-46
3.5	TÉCNICAS DE GESTIÓN DE LA ESCORRENTÍA URBANA	3-50
3.5.1	Introducción	3-50
3.5.1.1	Control en origen	3-52
3.5.1.2	Control aguas abajo	3-55
3.5.2	Tipología de las técnicas de gestión de la escorrentía urbana	3-56
3.5.2.1	TGEU con control y tratamiento en origen	3-57
3.5.2.2	TGEU con control y tratamiento aguas abajo	3-67
3.5.2.3	Sistemas de tratamiento y depuración en los TGEUs de control aguas abajo	3-73
3.5.2.4	Las prácticas de explotación y mantenimiento de la red de alcantarillado	3-80
3.5.3	Selección de las técnicas de gestión de aguas de escorrentía urbana y de reboses de alcantarillado unitario	3-81
3.5.3.1	Objetivos de los sistemas de control y tratamiento de reboses	3-82
3.5.3.2	Criterios de diseño	3-83

## **CAPÍTULO 4.- METODOLOGÍA**

4.1	INTRODUCCIÓN	4-3
4.2	DESCRIPCIÓN DE LAS CUENCAS OBJETO DE ESTUDIO	4-3
4.3	TRABAJO DE CAMPO	4-11
4.4	TRABAJO DE LABORATORIO	4-11
4.5	TRABAJO DE GABINETE	4-12

## **CAPÍTULO 5.- DESARROLLO DE LA METODOLOGÍA**

5.1	TRABAJO DE CAMPO	5-3
5.1.1	Información de cuenca	5-3
5.1.2	Información de la red de alcantarillado	5-3
5.1.3	Secciones de control	5-3
5.1.4	Información pluviométrica	5-5
5.2	TRABAJO DE LABORATORIO	5-5
5.3	TRABAJO DE GABINETE	5-6
5.3.1	Introducción	5-6
5.3.2	Análisis de la información de las secciones de control	5-7
5.3.2.1	Organización de la información	5-7
5.3.2.2	Análisis estadístico	5-10
5.3.3	Modelización	5-12
5.3.3.1	Modelo hidrológico-hidráulico según el planteamiento "tradicional"	5-13
5.3.3.2	Modelo hidrológico-hidráulico según el planteamiento de "caja negra"	5-20
5.3.3.3	Modelo de la red de drenaje utilizando una red de neuronas artificiales	5-20
5.3.3.4	Modelo de contaminación	5-22
5.3.3.5	Formulación de los procesos de acumulación y lavado en el módulo de escorrentía del SWMM	5-23
5.3.3.6	Sistemas de control y tratamiento de reboses de alcantarillado unitario y de aguas pluviales de un sistema separativo	5-28
5.3.3.7	Consideraciones hidráulicas sobre los depósitos	5-33

## **CAPÍTULO 6.- PRESENTACIÓN, ANÁLISIS Y VALORACIÓN DE RESULTADOS**

6.1	INTRODUCCIÓN	6-3
6.2	ANÁLISIS Y TRATAMIENTO ESTADÍSTICO DE LA INFORMACIÓN DE CAMPO	6-3
6.2.1	Introducción	6-3
6.2.2	Cuenca piloto "Santiago Este"	6-4
6.2.2.1	Problemática de la contaminación existente.	6-4
6.2.2.2	Análisis de la movilización de la contaminación durante sucesos de lluvia.	6-9
6.2.2.2.1	Análisis estadístico	6-18
	Análisis lineal simple	6-20
	Análisis lineal múltiple	6-23
6.2.3	Cuenca piloto "Fontiñas"	6-25
6.2.3.1	Problemática de contaminación existente.	6-25
6.2.3.2	Análisis de la movilización de la contaminación durante sucesos de lluvia.	6-31
6.2.3.2.1	Análisis estadístico	6-36
	Análisis lineal simple	6-38
	Análisis lineal múltiple	6-42
6.3	MODELIZACIÓN	6-43
6.3.1	Cuenca piloto "Santiago Este"	6-43
6.3.1.1	Modelo hidrológico-hidráulico	6-43
6.3.1.1.1	El modelo "Storm Water Management Model"	6-43
6.3.1.1.2	Análisis de sensibilidad del modelo	6-43



6.3.1.1.3	Calibración del modelo	6-47
6.3.1.2	Modelo de contaminación	6-51
6.3.1.2.1	Introducción	6-51
6.3.1.2.2	Contaminación de base de SS.	6-51
6.3.1.2.3	Análisis de sensibilidad	6-51
6.3.1.2.4	Calibración del modelo.	6-52
6.3.1.2.5	Valoración de los resultados y comparación con otros estudios	6-53
6.3.1.3	Simulación de Sistemas de Control y Tratamiento de Reboses	6-58
6.3.1.3.1	Introducción	6-58
6.3.1.3.2	Simulación de los Sistemas de Control y Tratamiento de Reboses	6-58
6.3.2	Cuenca piloto "Fontiñas"	6-80
6.3.2.1	Modelo hidrológico-hidráulico	6-80
6.3.2.1.1	SWMM	6-80
6.3.2.1.2	Análisis de sensibilidad del modelo	6-80
6.3.2.1.3	Calibración del modelo	6-80
6.3.2.1.4	Comparación del SWMM con otros modelos	6-82
6.3.2.2	Modelo de contaminación	6-84
6.3.2.2.1	Introducción	6-84
6.3.2.2.2	Modelo de contaminación	6-85
6.3.2.2.3	Calibración y validación del modelo	6-85
6.3.2.3	Simulación de Técnicas de Gestión de la Escorrentía Urbana	6-90
6.3.2.3.1	Introducción	6-90
6.3.2.3.2	Simulación de los sistemas de control y tratamiento	6-91
6.3.2.4	El sentido físico de los parámetros en los modelos de cálculo en drenaje urbano	6-100

## CAPÍTULO 7.- CONCLUSIONES

7.1	INTRODUCCIÓN	7-2
7.2	CONCLUSIONES DERIVADAS DEL ANÁLISIS Y TRATAMIENTO ESTADÍSTICO DE LA INFORMACIÓN DE CAMPO	7-2
7.2.1	Cuenca unitaria "Santiago Este"	7-2
7.2.2	Cuenca separativa "Fontiñas"	7-5
7.2.3	Comparación entre una cuenca unitaria y una separativa	7-7
7.3	CONCLUSIONES DERIVADAS DE LA MODELIZACIÓN DE LOS SISTEMAS DE CONTROL Y TRATAMIENTO (SCT)	7-8
7.3.1	Cuenca unitaria "Santiago Este"	7-10
7.3.2	Cuenca separativa "Fontiñas"	7-10
7.3.3	Comparación entre las cuencas	7-10

## BIBLIOGRAFÍA

## **ANEJOS**

### **ANEJO I.- ESTUDIOS HISTÓRICOS DE INVESTIGACIÓN SOBRE LA CONTAMINACIÓN PRESENTE EN LAS AGUAS DE ESCORRENTÍA URBANA Y DE SU COMPORTAMIENTO**

I.1	Grupo de investigación de Ghassan Chebbo (Marie-Christine Gromaire, Stéphane Garnaud y Ana González)	I-3
I.2	Grupo de investigación de Juch (1985) con su equipo Gregory W. Characklis y Mark R. Wiesner.	I-13
I.3	John J. Sansalone y Steven G. Buchberger (1995)	I-20
I.4	Cynthia Paulson y Gary Amy	I-30

### **ANEJO II.- ESTUDIOS QUE EMPLEAN DIFERENTES MÉTODOS PARA LA ESTIMACIÓN DE LAS CARGAS CONTAMINANTES**

II.1.	Métodos estadísticos de regresión	II-4
II.2.	Conexión entre los métodos estadísticos y los modelos deterministas	II-28
II.3.	Modelo determinista	II-45

### **ANEJO III.- REPORTAJE FOTOGRÁFICO**

Foto III-1.-	Sección de control de la cuenca de Santiago Este	III-2
Foto III-2 -	Tubería de desagüe de la red separativa de la cuenca de Fontiñas	III-3
Foto III-3.-	Instrumentación colocada en el interior del conducto de desagüe de pluviales de Fontiñas: sistema de aspiración del tomamuestras automático y sensor ultrasonidos para medición del nivel de agua.	III-3
Foto III-4.-	Sección de control de la cuenca separativa de Fontiñas con instrumentación y equipos.	III-4
Foto III-5 -	"Kit eléctrico" en la sección de control de la cuenca de Santiago Este	III-5

### **ANEJO IV.- DESCRIPCIÓN DE LOS EQUIPOS**

IV.1	Caudalímetro SIGMA 950	IV-2
IV.2	Tomamuestras SIGMA 900	IV-4
IV.3	Sonda multiparamétrica YSI 600R	IV-5
IV.4	Pluviómetro aerodinámico ARG100	IV-8
IV.5	Transmisor indicador de nivel LIT25	IV-9

### **ANEJO V.- METODOLOGÍA DE LAS DETERMINACIONES Y ENSAYOS DE LABORATORIO**

V.1	Espectroscopia de infrarrojo	V-2
V.2	Procedimiento para la extracción de HCT de aguas y posterior medida por FT-IR	V-2
V.3	Laboratorio de espectrometría de masas con fuente de plasma de acoplamiento inducido	V-3
V.3.1	Dotación instrumental	V-4
V.3.2	Requerimientos de las muestras	V-5
V.4	Análisis de cationes por ICP-MS	V-5
V.4.1	Condiciones instrumentales de medida	V-5
V.4.2	Soluciones estándar y reactivos	V-6
V.4.3	Preparación de muestras	V-6

V.5	Determinación de carbono orgánico total en aguas	V-6
V.5.1	Aparatos y reactivos	V-6
V.5.2	Patrones	V-7
V.5.3	Breves nociones sobre el análisis	V-7

## **ANEJO VI.- FICHAS TIPO DE SUCESO**

CAMPAÑAS DE TIEMPO SECO  
CAMPAÑAS DE TIEMPO DE LLUVIA

## **ANEJO VII.- DESCRIPCIÓN DEL MODELO SWMM**

7.1	Introducción	VII-2
7.2	Bloque RUNOFF	VII-4
7.3	Bloque TRANSPORT	VII-9
7.3.1	Criterio de Shields	VII-10
7.4	Bloque EXTRAN	VII-12
7.5	Bloque STORAGE-TREATMENT	VII-12
7.5.1	Mezcla Completa	VII-14
7.5.2	Flujo pistón	VII-15
7.6	Bloque COMBINE	VII-16

## **ANEJO VIII.- INFORMACIÓN AUXILIAR AL PROCESO DE MODELIZACIÓN DE LAS TÉCNICAS DE GESTIÓN DE LA ESCORRENTÍA URBANA**



## ÍNDICE DE FIGURAS

### CAPÍTULO 1

Figura 1-1.	Efectos de la impermeabilización sobre la escorrentía y la infiltración (adaptado de Arnold y Gibbons, 1996)	1-3
Figura 1-2.	Red de pluviales de un sistema de saneamiento de tipo separativo (1 <sup>er</sup> esquema) y una red de saneamiento de tipo unitario (2 <sup>o</sup> esquema).	1-4
Figura 1-3.	Filosofía de los sistemas de saneamiento frente a las aguas de escorrentía en sistemas separativos	1-7
Figura 1-4.	Filosofía de los sistemas de saneamiento frente a las aguas de escorrentía en sistemas unitarios.	1-8
Figura 1-5.	Componentes de un sistema de saneamiento con red de alcantarillado unitaria.	1-9
Figura 1-6.	Componentes de un sistema de saneamiento que incorpora técnicas de gestión de las aguas de escorrentía urbana.	1-12

### CAPÍTULO 3

Figura 3-1.	Acumulación de suciedad para diferentes tipos de cuencas (Sartor y Boyd, 1972, modificadas por Temprano, 1996)	3-25
Figura 3-2.	Curvas de lavado de sólidos acumulados en la superficie de la calle mediante un sistema de riego (Sartor y Boyd, 1972, modificadas por Temprano, 1996).	3-29
Figura 3-3.	Relación entre la energía-intensidad de la lluvia con su efecto erosivo sobre una superficie (Wischmeier y Smith, 1958, modificada por Temprano, 1997).	3-31
Figura 3-4.	Efecto del primer lavado en función de las concentraciones punta y finales del polutograma (Di Toro y Samall, 1979, modificada por Temprano, 1997).	3-34
Figura 3-5.	Porcentaje de la carga total movilizada en función del volumen total de escorrentía	3-34
Figura 3-6.	Clasificación de TGEU's	3-57
Figura 3-7.	Ejemplo de diferentes tipos de pavimentos filtrantes.	3-58
Figura 3-8.	Ejemplo de boquilla a situar en azoteas	3-59
Figura 3-9.	Diferentes configuraciones de sistemas de infiltración (Bell, 1995)	3-60
Figura 3-10.	Foto de un sistema de infiltración ejecutado (ASCE, 1999)	3-61
Figura 3-11.	Ejemplo de zanjas de infiltración en una zona residencial (Roesner, 1985)	3-61
Figura 3-12.	Dispositivos de filtración en lecho de arena de aguas de escorrentía con o sin cubierta para áreas densamente urbanizadas (Bell, W., 1995).	3-62
Figura 3-13.	Estanque de retención	3-63
Figura 3-14.	Sistemas de detención blandos. Ejemplos de configuraciones de TGEUs	3-64
Figura 3-15.	Sistemas de salida de lagunas: sistema aireado y sistema sifónico (Clayton, R., 1995).	3-65
Figura 3-16.	Estanque de detención y estanque de retención	3-65
Figura 3-17.	Ejemplos de integración paisajística de sistemas de control y tratamiento de las aguas de escorrentía	3-66
Figura 3-18.	Geometrias típicas de depósitos en línea (W.P.C.F., 1989).	3-68
Figura 3-19.	Esquema del sistema de bombeo de un túnel de detención en Estocolmo (Sthare, 1990)	3-69
Figura 3-20.	Esquema básico de un depósito de detención - aliviadero fuera de línea.	3-70
Figura 3-21.	Imágenes de un sistema de detención - aliviadero en Sama de Langreo (Asturias). Cortesía de Confederación Hidrográfica del Norte.	3-71
Figura 3-22.	Posibles flujos de vertido en una EDAR ante una situación de sobrecarga hidráulica.	3-73
Figura 3-23.	Configuración típica de un depósito decantador fuera de línea (Sthare, 1990)	3-74
Figura 3-24.	Basculantes de limpieza de decantadores (cortesía de "Clean Water Ingeniería")	3-75
Figura 3-25.	Diferentes esquemas de sistemas de tratamiento basados en fenómenos "vortex" (Sthare, 1990).	3-76
Figura 3-26.	Tamices de 4 mm con limpiadores deslizantes en un aliviadero (cortesía de QUILTON, S.A.)	3-77
Figura 3-27.	Sistema de desbaste-tamizado basado en la generación de un vórtice cortesía de "CDS Technologies" - USA)	3-77
Figura 3-28.	Combinación de diferentes elementos de control y tratamiento de aguas de escorrentía en redes unitarias y separativas (UFT-Dr H. Brombach GMBH, 2000)	3-79

## CAPÍTULO 4

Figura 4-1.	Término municipal y esquema del sistema de saneamiento y drenaje de Santiago de Compostela	4-4
Figura 4-2.	Subcuenca piloto "Santiago Este"	4-5
Figura 4-3.	Subcuenca piloto "Fontiñas"	4-5
Figura 4-4.	Esquema de la cuenca de "Fontiñas" en Santiago de Compostela	4-8
Figura 4-5.	Vista reciente de la cuenca de "Fontiñas", Santiago de Compostela.	4-9
Figura 4-6.	Vista reciente de la cuenca de "Santiago Este", Santiago de Compostela.	4-10

## CAPÍTULO 5

Figura 5-1.	Esquema con los principales elementos de las secciones de control	5-4
Figura 5-2.	Discretización de la cuenca de Fontiñas (Santiago de Compostela).	5-17
Figura 5-3.	Esquema de las redes principal y secundaria del modelo de Fontiñas	5-17
Figura 5-4.	Red de neuronas artificiales diseñada para este trabajo	5-21
Figura 5-5.	Esquema conceptual de los fenómenos de acumulación y lavado durante un suceso de lluvia	5-24
Figura 5-6.	Esquema del SCTR 1	5-29
Figura 5-7.	Esquema del SCTR 7	5-30
Figura 5-8.	Esquema del SCTR 5	5-30
Figura 5-9.	Esquema del SCTR 6	5-31
Figura 5-10.	Esquema de la modelización del tanque de primer lavado FF	5-32

## CAPÍTULO 6

Figura 6-1.	Hidrograma e hietograma del suceso 17/10/98	6-11
Figura 6-2.	Polutogramas de SS, SD e hidrograma del suceso 17/10/98	6-11
Figura 6-3.	Gráficas de movilización de la masa de sólidos durante el suceso 17/10/98	6-12
Figura 6-4.	Análisis del grado de asociación de los metales pesados a la fracción disuelta de los sólidos movilizados durante el suceso 17/10/98	6-12
Figura 6-5.	Gráficas de movilización de la masa de metales pesados asociados a la fase disuelta de los sólidos durante el suceso 17/10/98	6-13
Figura 6-6.	Gráficas de movilización de la masa de los metales pesados asociados a la fase particulada de los sólidos durante el suceso 17/10/98	6-14
Figura 6-7.	Hidrograma e hietograma del suceso de lluvia 16/9/99	6-15
Figura 6-8.	Hidrograma y polutogramas de SS y SD registrados para el suceso de lluvia 16/9/99	6-15
Figura 6-9.	Polutogramas de la masa total de Zn, sólidos totales y SS para el suceso de lluvia 16/9/99	6-16
Figura 6-10.	Polutogramas de la masa total de Cu, sólidos totales y SS para el suceso de lluvia 16/9/99	6-16
Figura 6-11.	Polutogramas de la masa total de Pb, sólidos totales y SS para el suceso de lluvia 16/9/99	6-17
Figura 6-12.	Curvas de movilización de la masa de SS de los sucesos muestreados en la cuenca de Santiago Este.	6-17
Figura 6-13.	Gráfica de correlación entre $SS_m$ y $SS_{max}$	6-21
Figura 6-14.	Gráfica de correlación entre $M_{SS}$ y $Q_{max}$	6-21
Figura 6-15.	Gráfica de correlación entre $CMS_{Zn}$ y $CMS_{SS}$	6-22
Figura 6-16.	Gráfica de correlación entre $CMS_{Cu}$ y $CMS_{SS}$	6-22
Figura 6-17.	Gráfica de correlación entre $CMS_{Pb}$ y $CMS_{SS}$	6-23
Figura 6-18.	Asociación de los metales pesados a la fracción particulada de los sólidos en la cuenca de Fontiñas. Suceso del 25 de marzo de 1999	6-33
Figura 6-19.	Curvas de movilización de la masa de SS en la cuenca de Fontiñas.	6-34
Figura 6-20.	Curvas de movilización de la masa de SD en la cuenca de Fontiñas.	6-34
Figura 6-21.	Curvas de movilización de la masa de Cu en la cuenca de Fontiñas.	6-35
Figura 6-22.	Curvas de movilización de la masa de Pb en la cuenca de Fontiñas.	6-35
Figura 6-23.	Curvas de movilización de la masa de Zn en la cuenca de Fontiñas.	6-36
Figura 6-24.	Gráfica de correlación lineal entre $CMS_{ss}$ y $SS_{max}$ para la cuenca de Fontiñas.	6-39
Figura 6-25.	Gráfica de correlación lineal entre $CMS_{ss}$ y $M_{ss}$ para la cuenca de Fontiñas.	6-40

Figura 6-26	Gráfica de correlación lineal entre $CMS_{ss}$ y $CMS_{zn}$ para la cuenca de Fontiñas	6-40
Figura 6-27	Gráfica de correlación lineal entre $CMS_{ss}$ y $CMS_{cu}$ para la cuenca de Fontiñas	6-41
Figura 6-28	Gráfica de correlación lineal entre $CMS_{pb}$ e $I_{max}$ para la cuenca de Fontiñas	6-41
Figura 6-29	Hidrograma e hietograma empleados en el proceso de calibración del modelo hidrológico hidráulico de la cuenca de Santiago Este.	6-47
Figura 6-30	Hidrogramas registrado y simulado resultante del proceso de calibración del modelo hidrológico-hidráulico de la cuenca de Santiago Este	6-50
Figura 6-31	Acumulación de suciedad para diferentes tipos de cuencas (Sartor y Boyd, 1972, modificadas por Temprano, 1996)	6-53
Figura 6-32	Calibración de los SS en la cuenca de Santiago Este, suceso del 18-12-98	6-55
Figura 6-33	Calibración de los SS en la cuenca de Santiago Este, suceso del 11-09-98	6-56
Figura 6-34	Calibración de los SS en la cuenca de Santiago Este, suceso del 09-12-98	6-56
Figura 6-35	Calibración de los SS en la cuenca de Santiago Este, suceso del 10-06-98	6-57
Figura 6-36	Calibración de los SS en la cuenca de Santiago Este, suceso del 17-10-98	6-57
Figura 6-37	Calibración de los SS en la cuenca de Santiago Este, suceso del 24-06-98	6-58
Figura 6-38	Configuración del SCTR 1 para la cuenca de Santiago Este	6-59
Figura 6-39	Resumen de los resultados de la simulación del SCTR1, 1995, para la cuenca de Santiago Este (casos m-n, siendo n = Qrb o caudal al reactor biológico de la EDAR, y m = Qedar o caudal derivado hacia la EDAR)	6-62
Figura 6-40	Resultados del SCTR1 95, casos n=3 (3Qm a reactor biológico de la EDAR)	6-62
Figura 6-41	Resultados del SCTR1 95 para la cuenca de Santiago Este, casos n=3 y volumen del SCTR de 0 a 50 m <sup>3</sup> /ha.	6-63
Figura 6-42	Esquema de la configuración SCTR 5	6-64
Figura 6-43	Resumen de las simulaciones del SCTR 5, Santiago Este, 1995 (casos "m-p-n", donde Qedar = m x Qm; Qff = p x Qm; Qrb = n x Qm)	6-65
Figura 6-44	Resumen simplificado de las simulaciones del SCTR 5, Santiago Este 1995 (casos "m-p-n", donde Qedar = m x Qm; Qff = p x Qm; Qrb = n x Qm)	6-66
Figura 6-45	Comparación entre el SCTR1 (casos m-n) y el SCTR5 (casos m-p-n) para la cuenca de Santiago Este durante el año 1995.	6-68
Figura 6-46	Esquema del SCTR 6 para la cuenca unitaria de Santiago Este.	6-69
Figura 6-47	Esquema del SCTR 7 para la cuenca unitaria de Santiago Este.	6-69
Figura 6-48	Simulación del SCTR 1, Santiago Este 1996	6-72
Figura 6-49	Casos 3-x-3 del SCTR 5, Santiago Este 1996	6-73
Figura 6-50	Comparación entre el SCTR 1 y el SCTR 5, Santiago Este, 1996.	6-73
Figura 6-51	SCTR1 y SCTR5, 1997, cuenca de Santiago Este.	6-74
Figura 6-52	Comparación entre el SCTR 1 y el SCTR 5, Santiago Este, 1997	6-75
Figura 6-53	SCTR 1, año 1998, cuenca de Santiago Este.	6-76
Figura 6-54	Casos 3-x-3, SCTR 5, Santiago Este, 1998	6-77
Figura 6-55	Comparación entre el SCTR 1 y el SCTR 5, Santiago Este, 1998	6-78
Figura 6-56	Hietograma e hidrograma de calibración de la cuenca de Fontiñas	6-81
Figura 6-57	Hidrogramas registrado y simulado tras el proceso de calibración del modelo hidrológico hidráulico de la cuenca de Fontiñas	6-82
Figura 6-58	Red de neuronas artificiales diseñada para este trabajo	6-83
Figura 6-59	Ajuste obtenido con la red de neuronas artificiales (variables normalizadas)	6-83
Figura 6-60	Comparación de resultados entre el SWMM y una red neuronal	6-84
Figura 6-61	Polutogramas registrado y simulado de SS tras el proceso de calibración en el que se fijó DDPOW igual a la unidad	6-87
Figura 6-62	Polutogramas registrado y simulado de SS tras el proceso de calibración en el que se fijó DDLIM	6-88
Figura 6-63	Hidrogramas y polutogramas registrados y simulados correspondientes al suceso F050899.	6-89
Figura 6-64	Configuración "fuera de línea" con elemento decantador, SCTAP 5 (Fontiñas)	6-91
Figura 6-65	Simulación del SCTAP5, Fontiñas 95, para los diferentes valores de Qff	6-93
Figura 6-66	Simulación del SCTAP5, Fontiñas 96, para los diferentes valores de Qff	6-93
Figura 6-67	Simulación del SCTAP5, Fontiñas 97, para los diferentes valores de Qff	6-94
Figura 6-68	Simulación del SCTAP5, Fontiñas 98, para los diferentes valores de Qff	6-94
Figura 6-69	Simulación del SCTAP5, Fontiñas 99, para los diferentes valores de Qff	6-95



Figura 6-70.	Comparación de los diferentes años simulados con el SCTAP 5, Qff=150 l/s (óptimo) Fontiñas	6-95
Figura 6-71.	Esquema de la configuración del SCTAP 1, cuenca de Fontiñas	6-97
Figura 6-72.	Resultado de la simulación del SCTAP 1 para el año 1995, Fontiñas	6-98
Figura 6-73.	Comparativa entre el SCTAP5 (Qff=150 l/s) y el SCTAP1 para Fontiñas, año 1995.	6-98
Figura 6-74.	Resultados del ajuste con tres parámetros de la red de Santiago Este	6-109
Figura 6-75.	Arquitectura de la red neuronal escogida	6-110
Figura 6-76.	Ajustes y predicciones sobre la red de Santiago Este de una red de neuronas utilizando 1175 datos, 650 como entrenamiento y el resto para la predicción	6-110
Figura 6-77.	Comparación del SWMM con una red de neuronas	6-111
Figura 6-78.	Ajustes y predicciones sobre la red de Fontiñas del modelo SWMM con tres parámetros de ajuste, de una red de neuronas y de un modelo basado en el hidrograma unitario de Nash (abajo)	6-111

## ANEJO I.- ESTUDIOS HISTÓRICOS DE INVESTIGACIÓN SOBRE LA CONTAMINACIÓN PRESENTE EN LAS AGUAS DE ESCORRENTÍA URBANA Y DE SU COMPORTAMIENTO

Figura I-1	Concentraciones medias de suceso (SS y DQO) e intervalo de confianza para las diferentes medidas en los diferentes puntos de muestreo en la cuenca de estudio (mg/l). Qlluvia=caudal en tiempo de lluvia en el punto de desagüe de la red unitaria; Qtseco=caudal de tiempo seco en el punto de desagüe	I-9
Figura I-2.	Porcentaje de la DQO asociada a partículas para los diferentes puntos de muestreo. Qlluvia=caudal en tiempo de lluvia en el punto de desagüe de la red unitaria; Qtseco=caudal de tiempo seco en el punto de desagüe.	I-10
Figura I-3.	Fuentes de la contaminación (SS, DBO5) de cuenca en la sección de desagüe (media de 31 sucesos analizados).	I-10
Figura I-4.	Concentraciones medias de suceso de Zn e hidrocarburos con sus intervalos de confianza en los diferentes puntos de muestreo (µg/L). Qlluvia=caudal en tiempo de lluvia en el punto de desagüe de la red unitaria; Qtseco=caudal de tiempo seco en el punto de desagüe.	I-11
Figura I-5	Porcentaje de hidrocarburos y Cd asociado a partículas en los distintos puntos de muestreo. Qlluvia=caudal en tiempo de lluvia en el punto de desagüe de la red unitaria; Qtseco=caudal de tiempo seco en el punto de desagüe.	I-11
Figura I-6.	Fuentes de la contaminación (Cu, HCT's) de cuenca en la sección de desagüe (media de 11 sucesos analizados para el Cu y 4 sucesos para HCT's).	I-12
Figura I-7.	Fuentes de la contaminación Zn entrante y saliente de cuenca (media de 11 sucesos analizados)	I-12
	Distribución de tamaño de partículas: tormenta y tiempo seco.	I-14
Figura I-9.	Tamaño de las partículas de los sólidos en suspensión.	I-15
Figura I-10.	Distribución del carbono orgánico	I-16
Figura I-11.	Concentraciones de Fe y Zn durante los sucesos de lluvia muestreados	I-16
Figura I-12.	Concentración de zinc y CO durante un suceso de tormenta	I-17
Figura I-13.	Concentración del Fe y SS durante un suceso de tormenta	I-17
Figura I-14.	Hietogramas e hidrogramas de los sucesos analizados	I-22
Figura I-15.	Asociación a las fases disuelta y particulada de los contaminantes analizados	I-25
Figura I-17.	Análisis de primer lavado de los metales pesados	I-27
Figura I-18.	Análisis de primer lavado de los sólidos	I-29
Figura I-19.	Diferenciación de fases en los metales pesados	I-30

## ANEJO II.- ESTUDIOS QUE EMPLEAN DIFERENTES MÉTODOS PARA LA ESTIMACIÓN DE LAS CARGAS CONTAMINANTES

Figura II-1.	CMS de los SST en función de la tipología de suceso (lluvia, nevada, mixto)	II-7
Figura II-2.	Matriz de correlación (Moxness, 1986)	II-8
Figura II-3.	Extrapolación cercana: valores observados y calculados con modelo de las CMS de metales para la fase 1.	II-14
Figura II-4.	Extrapolación cercana: valores observados y calculados con modelo de las CMS de sustancias en disolución y nutrientes para la fase 1.	II-14
Figura II-5.	Extrapolación cercana: valores observados y calculados con modelo de las CMS de metales para la fase 1.	II-15
Figura II-6.	Extrapolación cercana: valores observados y calculados con modelo de las CMS de sustancias en disolución y nutrientes para la fase 2.	II-16
Figura II-7.	Extrapolación cercana: valores observados y calculados con modelo de las CMS de metales para la fase 3.	II-17
Figura II-8.	Extrapolación cercana: valores observados y calculados con modelo de las CMS de sustancias en disolución y nutrientes para la fase 3.	II-17
Figura II-9.	Valores de cloruros, observados y calculados mediante modelo.	II-20
Figura II-10.	Valores de Fe, observados y calculados mediante modelo.	II-20
Figura II-11.	Valores de Zn, observados y calculados mediante modelo.	II-21
Figura II-12.	Valores de Pb, observados y calculados mediante modelo.	II-21
Figura II-13.	Aplicación del método NRE a la cuenca de Santiago Este para los SS y los SD	II-25
Figura II-14.	Aplicación del método NRE a la cuenca de Santiago Este para la DQO	II-25
Figura II-15.	Aplicación del método NRE a la cuenca de Santiago Este para el NTK, NH <sub>3</sub> -N, P <sub>tot</sub> y P <sub>dis</sub>	II-26
Figura II-16.	Aplicación del método NRE a la cuenca de Santiago Este para el Cu, Pb y Zn totales	II-26
Figura II-17.	Correlación entre la masa acumulada de SS por unidad de superficie de cuenca, M <sub>ss</sub> (g/m <sup>2</sup> ), y el volumen acumulado de escorrentía por unidad de superficie, V <sub>w</sub> (L/m <sup>2</sup> ).	II-32
Figura II-18.	Relación entre la concentración media de suceso de SS, SS <sub>med</sub> , y la duración del tiempo seco precedente, DTSP (Deletic, Maksimovic, 1998)	II-34
Figura II-19.	Incremento de la Condmax con el tiempo seco precedente (DTSP).	II-35
Figura II-20.	(a) Influencia de la altura de lluvia acumulada (total, P mm) en la tendencia de comportamiento entre la intensidad de lluvia I y el caudal de escorrentía Q <sub>escorrentía</sub> ; (b) Influencia de la altura de lluvia acumulada (total, P mm) en la tendencia de comportamiento entre la intensidad de lluvia I y la concentración de sólidos en suspensión SS.	II-37
Figura II-21.	Definición de "primer lavado" (Gupta, Saul, 1996)	II-39
Figura II-22.	Aplicación de las ecuaciones (7) y (8) a los datos de campo de Clayton-le-Moors (Gupta, Saul, 1996)	II-44
Figura II-23.	Predicciones del SWMM en cuanto a rendimientos de eliminación de SS para diferentes combinaciones del volumen de almacenamiento y el diámetro del orificio de desagüe.	II-48
Figura II-24.	Predicción del SWMM en cuanto al rendimiento de eliminación de SS en función del volumen de almacenamiento y el diámetro del orificio de desagüe (Nix, 1988)	II-49
Figura II-25.	Rendimientos de eliminación de SS en función del volumen de almacenamiento y el diámetro del orificio de desagüe (Nix, 1988)	II-50

## ANEJO IV.- DESCRIPCIÓN DE LOS EQUIPOS

Figura IV-1.	Foto del caudalímetro Sigma 950	IV-2
Figura IV-2.	Foto del toma-muestras Sigma 900	IV-4
Figura IV-3.	Foto de la sonda multiparamétrica YSI 600R	IV-5
Figura IV-4.	Foto del analizador en continuo de materia orgánica	IV-7
Figura IV-5.	Foto swl pluviómetro aerodinámico ARG100	IV-8
Figura IV-6.	Foto del transmisor indicador de nivel LIT25	IV-9

## **ANEJO VII- DESCRIPCIÓN DEL MODELO SWMM**

Figura VII-1	Esquema de bloques del SWMM	VII-3
Figura VII-2	Esquema del modelo de depósito no lineal (Huber, 1988, modificada por Temprano, J.)	VII-4
Figura VII-3	Diagrama de Shields (Huber, 1988, modificado por Temprano, J.)	VII-11
Figura VII-4	Sistema para el cálculo de la variación de las velocidades de entrada y salida en un depósito.	VII-13
Figura VII-5	Mezcla completa. Depósito de volumen variable.	VII-14



## ÍNDICE DE TABLAS

### CAPÍTULO 3

Tabla 3-1.	Calidad del agua de lluvia (Thomas, 1993)	3-4
Tabla 3-2.	Calidad del agua de lluvia (Valiron, 1992)	3-4
Tabla 3-3.	Calidad del agua de lluvia en ciudades europeas (Deutsch, et. Al., 1989)	3-5
Tabla 3-4.	Concentraciones medias en mg/l de diferentes elementos presentes en las aguas de lluvia (Grange y Rollin, 1984)	3-5
Tabla 3-5.	Valores de acumulación de la contaminación por vía atmosférica en USA (ASCE, 1985).	3-5
Tabla 3-6.	Media anual de contaminación atmosférica depositada en Washington D.C (MWCOG, 1983)	3-6
Tabla 3-7.	Concentraciones medias de contaminantes halladas tras la campaña de la NURP (USEPA, 1983)	3-6
Tabla 3-8.	Fuentes primarias y secundarias generadoras de la contaminación de superficie (Sansalone y Buchberger, 1995)	3-9
Tabla 3-9.	Composición típica de las aguas de escorrentía en redes separativas y aguas residuales urbanas (Fuente WRC, 1990).	3-11
Tabla 3-10.	Contaminantes hallados en el programa NURP (USEPA, 1983)	3-13
Tabla 3-11.	Resultados de contaminación de la escorrentía superficial urbana. (EPA, 1983)	3-13
Tabla 3-12.	Principales características de la calidad de las aguas pluviales urbanas (EPA, 1983)	3-13
Tabla 3-13.	Concentraciones medias de las aguas pluviales en función del tipo de ocupación del suelo (Stahre, 1995).	3-14
Tabla 3-14.	Dominio de variación global de los indicadores de contaminación de las aguas pluviales (Hémain, 1980).	3-14
Tabla 3-15.	Características de las cuencas del estudio de medición de la calidad de las aguas pluviales urbanas (campaña nacional en Francia, 1980-1982).	3-15
Tabla 3-16.	Concentraciones medias (C, mg/l) y cargas específicas anuales (M, kg/ha/año) de las aguas pluviales.	3-15
Tabla 3-17.	Concentraciones medias C (mg/l) y cargas específicas M (kg/ha) máximas observadas durante un suceso de lluvia.	3-16
Tabla 3-18.	Asociación de los metales a la fase disuelta	3-19
Tabla 3-19.	Asociación de los metales a la fase disuelta ó particulada en función de la tipología del suceso de lluvia	3-19
Tabla 3-20.	Comparación de los valores de contaminación de la NURP y los límites de toxicidad aguda	3-21
Tabla 3-21.	Comparación entre las cargas aportadas por las aguas residuales urbanas y las aguas pluviales (Cottet, 1980).	3-23
Tabla 3-22.	Comparación teórica de las cargas vertidas por los diferentes sistemas de colectores.	3-23
Tabla 3-23.	Ecuaciones de acumulación (Sutherland y McCuen, 1976)	3-25
Tabla 3-24.	Miligramos de contaminante por cada gramo de polvo y suciedad en Chicago (APWA, 1969) CT: coliformes totales	3-25
Tabla 3-25.	Contaminación asociada con polvo y suciedad en cuencas (citada en Novotny y Chesters, 1991)	3-26
Tabla 3-26.	Valores típicos de la contaminación asociada al polvo y suciedad de calle para diferentes usos del suelo (fuente: citado en Novotny y Chesters, 1981)	3-26
Tabla 3-27.	Fracciones de diferentes contaminantes presentes en el polvo y suciedad acumulados en una cuenca urbana de Santander (Cano, 1996).	3-27
Tabla 3-28.	Porcentaje de contaminantes eliminados en función de la intensidad de la lluvia y de su duración.	3-30
Tabla 3-29.	Concentraciones y flujos contaminantes máximos para varias intensidades de lluvia en diferentes épocas del año (Gupta et al., 1996)	3-32
Tabla 3-30.	Rangos de valores del parámetro "a". Saget et al., 1996.	3-33
Tabla 3-31.	Grado de correlación entre contaminantes hallada por Howard y Moxness (1986).	3-40
Tabla 3-32.	Grado de correlación entre los diferentes contaminantes	3-40
Tabla 3-33.	Técnicas blandas de gestión de la escorrentía urbana	3-53
Tabla 3-34.	Ventajas e inconvenientes del control y tratamiento en origen	3-58
Tabla 3-35.	Ventajas e inconvenientes del control de entradas en origen	3-59

Tabla 3-36.	Ventajas e inconvenientes de la retención o detención en el lugar	3-66
Tabla 3-37.	Ventajas e inconvenientes de la detención en línea	3-68

## CAPÍTULO 5

Tabla 5-1.	Curva granulométrica de los SS.	5-27
Tabla 5-2.	Valores adoptados del peso y gravedad específica de SS según rangos de tamaños.	5-34

## CAPÍTULO 6

Tabla 6-1.	Concentraciones mínima, media diaria y máxima de los diferentes contaminantes analizados para la cuenca de Santiago Este en tiempo seco	6-4
Tabla 6-2.	Características principales de los sucesos muestreados en la cuenca de Santiago Este.	6-5
Tabla 6-3.	CMS de los contaminantes analizados para cada uno de los sucesos muestreados en la cuenca de "Santiago Este"	6-5
Tabla 6-4.	Valores mínimo, medio y máximo de las CMS de los diferentes contaminantes analizados en la cuenca de Santiago Este durante los sucesos de lluvia caracterizados.	6-6
Tabla 6-5.	Comparación de la contaminación movilizada en términos de concentración media entre tiempo seco y de lluvia en la cuenca de Santiago Este.	6-6
Tabla 6-6.	Valores de la masa movilizada en tiempo seco en la cuenca de Santiago Este para cada uno de los sucesos y contaminantes analizados.	6-7
Tabla 6-7.	Valores de la masa total movilizada en tiempo de lluvia en la cuenca de Santiago Este para cada uno de los sucesos y contaminantes analizados.	6-7
Tabla 6-8.	Valores de la masa movilizada en tiempo de lluvia asociada a la escorrentía por contaminante y suceso en la cuenca de Santiago Este.	6-8
Tabla 6-9.	Valores del factor multiplicador de la masa de contaminación movilizada en tiempo seco y tiempo de lluvia en Santiago Este	6-8
Tabla 6-10.	Valores de los parámetros analizados para los sucesos de lluvia muestreados en la cuenca de Santiago Este	6-10
Tabla 6-11.	Matriz de correlación de los parámetros analizados en la cuenca de "Santiago Este".	6-19
Tabla 6-12.	Ecuaciones resultantes del análisis lineal simple de correlación entre parámetros observados en la cuenca de Santiago Este	6-21
Tabla 6-13.	Ecuaciones resultantes del análisis lineal múltiple de correlación entre los parámetros observados en la cuenca de Santiago Este	6-24
Tabla 6-14.	Concentraciones medias diarias de tiempo seco de los diferentes contaminantes analizados para la cuenca de Fontiñas	6-25
Tabla 6-15.	Características principales de los sucesos muestreados en la cuenca de Fontiñas.	6-26
Tabla 6-16.	CMS de los contaminantes analizados para cada uno de los sucesos muestreados en la cuenca de Fontiñas	6-26
Tabla 6-17.	Valores mínimo, medio y máximo de las concentraciones medias de suceso de los diferentes contaminantes analizados en la cuenca de Fontiñas	6-27
Tabla 6-18.	Comparación de la contaminación movilizada en términos de concentración media entre tiempo seco y de lluvia en la cuenca de Fontiñas	6-27
Tabla 6-19.	Valores de la masa movilizada en tiempo seco en la cuenca de Fontiñas para cada uno de los sucesos y contaminantes analizados.	6-29
Tabla 6-20.	Valores de la masa total movilizada en tiempo de lluvia en la cuenca de Fontiñas para cada uno de los sucesos y contaminantes analizados.	6-29
Tabla 6-21.	Valores de la masa movilizada en tiempo de lluvia asociada a la escorrentía en la cuenca de Fontiñas para cada uno de los sucesos y contaminantes analizados.	6-30
Tabla 6-22.	Valores del factor multiplicador de la masa de contaminación movilizada en tiempo seco y tiempo de lluvia en la cuenca de Fontiñas.	6-30
Tabla 6-23.	Comparación de la contaminación asociada a la escorrentía entre las cuencas de Santiago Este y Fontiñas (Kg/Ha neta)	6-31
Tabla 6-24.	Valores de metales pesados en zonas residenciales y comerciales obtenidos en la campaña NURP de USA (ASCE, 1992)	6-31

Tabla 6-25.	Valores mínimo, medio y máximo de los parámetros analizados para la cuenca de Fontiñas	6-32
Tabla 6-26.	Valores de las concentraciones medias de suceso de los diferentes contaminantes asociadas a las fases disuelta y particulada de los sólidos en el suceso del 25 de marzo de 1999 en la cuenca de Fontiñas	6-33
Tabla 6-27.	Matriz de correlación entre los parámetros analizados en la cuenca de Fontiñas.	6-37
Tabla 6-28.	Relaciones significativas resultantes del análisis de regresión lineal entre parámetros observados en la cuenca de Fontiñas.	6-39
Tabla 6-29.	Ecuaciones significativas del análisis lineal múltiple de los parámetros empleados en la cuenca de Fontiñas	6-42
Tabla 6-30.	Juego n° 1 de parámetros a calibrar en el modelo hidrológico-hidráulico de Santiago Este	6-48
Tabla 6-31.	Juego n° 2 de parámetros a calibrar en el modelo hidrológico-hidráulico de Santiago Este	6-48
Tabla 6-32.	Resultados del proceso de calibración del modelo hidrológico-hidráulico de Santiago Este empleando el juego n° 1 de parámetros	6-49
Tabla 6-33.	Resultados del proceso de calibración del modelo hidrológico-hidráulico de Santiago Este empleando el juego n° 2 de parámetros	6-49
Tabla 6-34.	Resultados del proceso de calibración del modelo SS en Santiago Este	6-53
Tabla 6-35.	Valores medios de acumulación de polvo y suciedad en la ciudad de Chicago (APWA, 1969)	6-54
Tabla 6-36.	Valores medios de acumulación de polvo y suciedad en la ciudad de Chicago (APWA, 1969, modificado por Cagiao, 2000)	6-54
Tabla 6-37.	Valores de las variables del SCTR 1 para la cuenca de Santiago Este	6-60
Tabla 6-38.	Valores de las variables del SCTR 5	6-64
Tabla 6-39.	Resumen de volúmenes de agua circulantes por cada uno de los elementos del SCTR 6 (caso 3-3-3, vol. SCTR=30 m <sup>3</sup> /Ha) durante el año 1995.	6-70
Tabla 6-40.	Resumen de volúmenes de agua circulante por cada uno de los elementos del SCTR 7 (caso 3-3, vol. SCTR=30 m <sup>3</sup> /Ha) durante el año 1995.	6-70
Tabla 6-41.	Masa total de SS vertida a medio receptor por el SCTR 6 (caso 3-3-3, vol. SCTR 30 m <sup>3</sup> /Ha) durante el año 1995	6-70
Tabla 6-42.	Masa total de SS vertida a medio receptor por el SCTR 7 (caso 3-3, vol. SCTR 30 m <sup>3</sup> /Ha) durante el año 1995	6-71
Tabla 6-43.	Comparación entre las configuraciones fuera de línea (SCTR6 sin decantador, SCTR5 con decantador) en cuanto a la masa total de SS vertida a medio receptor en el año 1995	6-71
Tabla 6-44.	Comparación entre las configuraciones en línea (SCTR7 sin decantador, SCTR1 con decantador) en cuanto a la masa total de SS vertida a medio receptor en el año 1995	6-71
Tabla 6-45.	Comparación global entre los diferentes SCTR ensayados para la cuenca de Santiago Este durante el año 1995.	6-72
Tabla 6-46.	Juego de parámetros en el proceso de calibración del modelo hidrológico-hidráulico de la cuenca de Fontiñas	6-81
Tabla 6-47.	Resultados del proceso de calibración del modelo hidrológico-hidráulico de la cuenca de Fontiñas	6-81
Tabla 6-48.	Valor calibrado de DDLIM fijado el parámetro DDPOW igual a la unidad	6-86
Tabla 6-49.	Valor calibrado de DDPOW fijado el parámetro DDLIM	6-87
Tabla 6-50.	Valores de los parámetros calibrados del modelo de contaminación de la cuenca de Fontiñas	6-88
Tabla 6-51.	Juego final de parámetros calibrados en el modelo de contaminación SS de la cuenca de Fontiñas	6-89
Tabla 6-52.	Valores adoptados del peso y gravedad específica de SS según rangos de tamaños	6-91
Tabla 6-53.	Valores de las variables que definen el SCTAP 5	6-92
Tabla 6-54.	Valores adoptados para la única variable del SCTAP 1, Fontiñas	6-97
Tabla 6-55.	Ajuste con seis parámetros de la red de Santiago Este, según la notación de SWMM	6-108
Tabla 6-56.	Ajuste con tres parámetros de la red de Santiago Este	6-109



## **ANEJO I.- ESTUDIOS HISTÓRICOS DE INVESTIGACIÓN SOBRE LA CONTAMINACIÓN PRESENTE EN LAS AGUAS DE ESCORRENTÍA URBANA Y DE SU COMPORTAMIENTO**

Tabla I-1.	Características de los tejados ensayados en la cuenca de Le Marais (París)	I-3
Tabla I-2.	Características de las superficies tipo "calle" ensayadas en la cuenca de Le Marais (París)	I-4
Tabla I-3.	Características de los sucesos de lluvia muestreados en la cuenca de Le Marais (París)	I-4
Tabla I-4.	Nº de muestras de escorrentía para ensayos de hidrocarburos según la tipología de superficie en la cuenca parisisa de Le Marais	I-4
Tabla I-5.	Concentraciones medias de suceso para cada tipología de superficie urbana considerada en la cuenca de Le Marais (París).	I-5
Tabla I-6.	Estándares de calidad de las aguas en Francia	I-5
Tabla I-7.	Fracción asociada a la fase particulada de la contaminación muestreada por tipos de superficies en la cuenca de Le Marais	I-7
Tabla I-8.	Cargas de SSV, hidrocarburos y metales pesados asociados a los SS en función de la tipología de superficie en la cuenca urbana de Le Marais (París)	I-8
Tabla I-9.	Concentraciones de los parámetros de calidad de aguas en el río Brays Bayou: tormenta y tiempo seco	I-15
Tabla I-10.	Cargas transportadas en Brays Bayou	I-18
Tabla I-11.	Ratios de primer lavado de cada uno de los contaminantes analizados	I-22
Tabla I-12.	pH, potencial redox y conductividad de los sucesos analizados	I-24
Tabla I-13.	Fraccionamiento de los metales pesados analizados en base a su asociación a las fases disuelta y particulada de los sólidos presentes	I-26
Tabla I-14.	Ratios de primer lavado de los metales pesados analizados para las lluvias del 30 de abril de 1995 y de 8 de septiembre de 1995	I-28
Tabla I-15.	Ratios de primer lavado de los metales pesados analizados para las lluvias del 8 de abril de 1995 y de 3 de octubre de 1995	I-28
Tabla I-16.	Ratios de primer lavado de los sólidos	I-29
Tabla I-17.	Comparación entre la calidad del agua del medio receptor en situación de lluvia y de no lluvia	I-31
Tabla I-18.	Evaluación de la toxicidad de los metales pesados Cu, Pb y Zn hallados en la campaña NURP en función de la dureza del agua	I-33

## **ANEJO II.- ESTUDIOS QUE EMPLEAN DIFERENTES MÉTODOS PARA LA ESTIMACIÓN DE LAS CARGAS CONTAMINANTES**

Tabla II-1.	Características físicas de los emplazamientos utilizados en los estudios de Howard y Moxness (1986)	II-5
Tabla II-2.	Resumen de los sucesos analizados en los estudios de Howard y Moxness (1986)	II-5
Tabla II-3.	CMS de los diferentes contaminantes analizados en los estudios de Howard y Moxness (1986)	II-6
Tabla II-4.	Grado de correlación entre los diferentes contaminantes analizados (Moxness, 1986)	II-9
Tabla II-5.	Correlación entre contaminantes (2ª tabla), Moxness (1986)	II-10
Tabla II-6.	Características de las cuencas empleadas en el análisis de extrapolabilidad de resultados (Thomson, McBean, Monstrenko, Snodgrass, 1997)	II-19
Tabla II-7.	Ecuaciones nacionales de regresión para calidad de aguas (1ª parte)	II-24
Tabla II-8.	Ecuaciones nacionales de regresión para calidad de aguas (2ª parte)	II-24
Tabla II-9.	Rango de las variables empleadas en el método NRE	II-24
Tabla II-10.	Modelo de predicción de polutogramas para la ciudad de Cleveland (Wells, 1972)	II-27
Tabla II-11.	Rangos de valores medidos para los distintos sucesos muestreados (Deletic, Maksimovic, 1998)	II-30
Tabla II-12.	Coefficientes de correlación entre pares de parámetros hidráulicos y de calidad de evento.	II-31
Tabla II-13.	Valores medios de los coeficientes de correlación máximos y sus desviaciones estándar (Deletic, Maksimovic, 1998)	II-36
Tabla II-14.	Características de las cuencas estudiadas (Gupta, Saul, 1996)	II-38
Tabla II-15.	Listado de variables empleadas en el análisis de regresión (Gupta, Saul, 1996)	II-40

Tabla II-16.	Valores medios de masa y volumen de suceso para la cuenca de Great Harwood.	II-41
Tabla II-17.	Valores de R2 para las relaciones de SSPL como función de INTLLmax, DURtot, DTSP y QMAXent (Gupta, Saul. 1996)	II-42
Tabla II-18.	Valores de R2 para las relaciones de SSPL como función de INTLLmax, DURtot y QMAXent	II-42
Tabla II-19.	Densidades específicas de sólidos (Fair et al. 1968).	II-45
Tabla II-20.	Distribución media de las velocidades de sedimentación de los sólidos presentes en las aguas de escorrentía urbanas (Driscoll, 1986).	II-46
Tabla II-21.	Datos de entrada al bloque de escorrentía del modelo empleado (SWMM). Cuenca ideal (Nix, 1988)	II-47

#### **ANEJO IV.- DESCRIPCIÓN DE LOS EQUIPOS**

Tabla IV-1.	Características de los sensores	IV-6
-------------	---------------------------------	------

## CAPÍTULO 1.- INTRODUCCIÓN

1.1. NUEVAS TENDENCIAS EN LA GESTIÓN DE LOS SISTEMAS DE SANEAMIENTO .....	1-3
1.2. EL SISTEMA DE SANEAMIENTO Y LAS TÉCNICAS DE GESTIÓN DE LA ESCORRENTÍA URBANA .....	1-6





## CAPÍTULO 1.- INTRODUCCIÓN

### 1.1. NUEVAS TENDENCIAS EN LA GESTIÓN DE LOS SISTEMAS DE SANEAMIENTO

En 1800 sólo un 1% de la población mundial vivía en ciudades de más de 10.000 habitantes, en 1960 dicha proporción era del 20% y se prevé que en el año 2025 sea del 65%. Esta concentración de la población mundial en las ciudades provoca un progresivo aumento de la complejidad del diseño de las infraestructuras, en particular de las relacionadas con la gestión del agua en la ciudad, tales como el suministro de agua potable, gestión de las aguas residuales, drenaje de las aguas pluviales, etc., siendo cada vez mayores las inversiones requeridas para su construcción o ampliación, así como los recursos que hay que destinar para su explotación y mantenimiento.

La concentración de la población en las ciudades ha conllevado un aumento brutal de la urbanización de suelos y, por tanto, de su impermeabilización, produciendo un aumento en los volúmenes de escorrentía y un aumento de las velocidades de los flujos naturales, reduciendo los tiempos de concentración, produciendo temperaturas más altas, caudales de base más bajos durante la época de estiaje, y niveles de contaminación mayores (Debo y Reese, 1995). Estos efectos tienen consecuencias drásticas en cuanto a los caudales punta que se producen en la red de alcantarillado.

#### EFFECTOS DE LA IMPERMEABILIZACIÓN SOBRE LA ESCORRENTÍA Y LA INFILTRACIÓN (adaptado de Arnold y Gibbons, 1996)

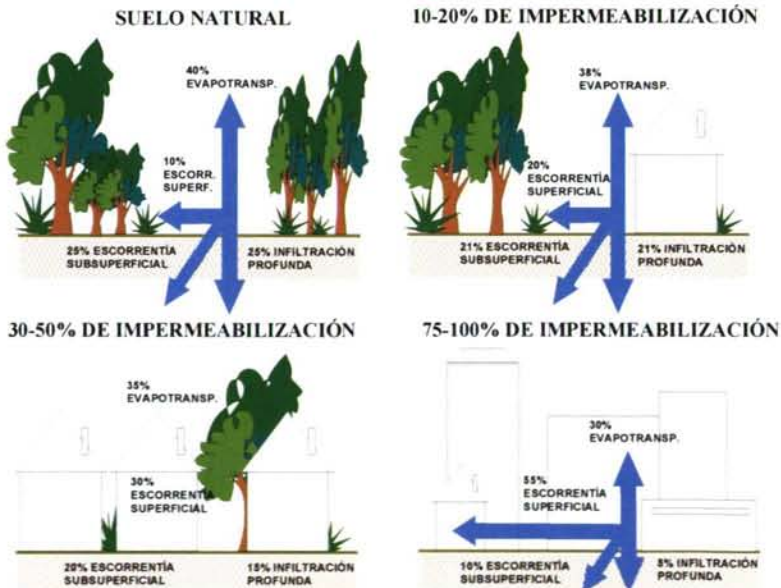


Figura 1-1. Efectos de la impermeabilización sobre la escorrentía y la infiltración (adaptado de Arnold y Gibbons, 1996)

Si el sistema de saneamiento es separativo la contaminación que es arrastrada por las aguas de escorrentía, que procede fundamentalmente de las actividades que se desarrollan en la superficie de la cuenca será vertida directamente al medio receptor, causando impactos significativos. Si la red es unitaria se producirán reboses de la red a través de los aliviaderos, que introducirán a los medios receptores cargas de contaminación importantísimas, parte procedentes de los caudales de aguas residuales circulantes en el momento del suceso, parte de la resuspensión de sedimentos en la red y parte de la contaminación arrastrada desde la superficie de la cuenca por las aguas de escorrentía. Además, estas sobrecargas hidráulicas y variaciones de las concentraciones de contaminación que llegan a la depuradora producirán en ella perturbaciones importantes que acabarán afectando a los rendimientos de la misma.

En los siguientes esquemas se ha querido representar de forma gráfica lo anteriormente comentado. El primero hace referencia a la red de pluviales de un sistema de saneamiento de tipo separativo, mientras que el segundo a uno de tipo unitario.

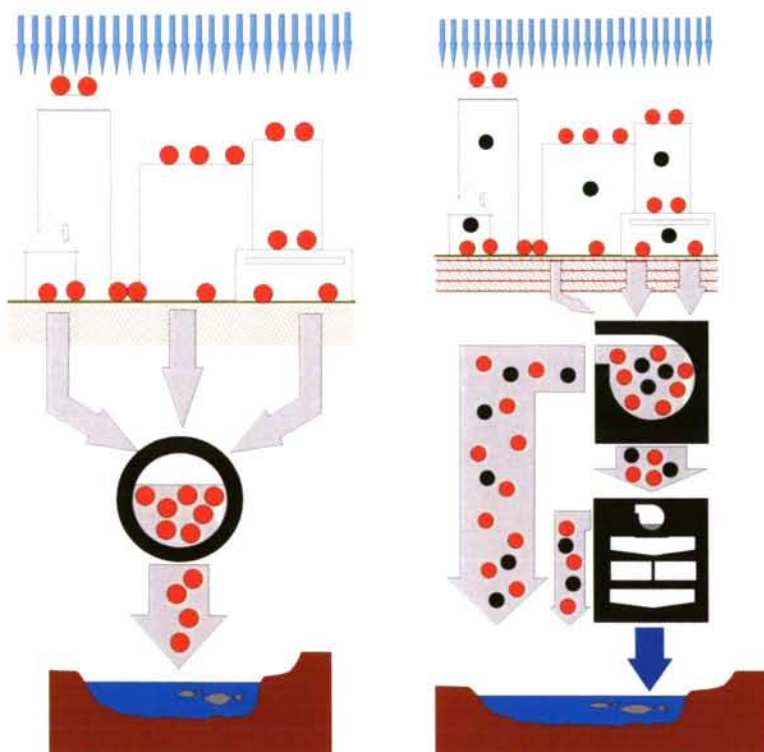


Figura 1-2. Red de pluviales de un sistema de saneamiento de tipo separativo (1º esquema) y una red de saneamiento de tipo unitario (2º esquema).

Ante esta problemática se ha generado una progresiva, aunque lenta, concienciación de que es imprescindible realizar una planificación del



saneamiento urbano para permitirle cumplir adecuadamente sus tres funciones esenciales: protección ante inundaciones, protección ambiental del medio receptor y protección sanitaria de los habitantes de la ciudad. La gestión efectiva requiere una aproximación integrada que considere la interrelación y dependencia entre todos los elementos del sistema. En la actualidad, cuando se aborda un estudio de saneamiento ya ha sido superada la visión parcial que se preocupaba exclusivamente de la recogida de las aguas residuales y su posterior conducción hasta la masa de agua receptora. La visión actual es, o debe ser, más global y permite hablar de "sistemas integrales e integrados de saneamiento".

Los sistemas de saneamiento y drenaje han ido evolucionando a lo largo de la historia, representando un compromiso entre las necesidades higiénicas, el bienestar humano, las técnicas y los recursos disponibles. No obstante, las técnicas y las demandas sociales han ido cambiando con más intensidad en los últimos 20 años y alguna de las antiguas prácticas ya no son aceptadas. Cuando se rompe la tradición es necesario revisar los conceptos básicos y los hábitos implantados. Los nuevos diseños en ingeniería del saneamiento urbano son motivados por el nuevo conjunto de objetivos con respecto a la calidad de los sistemas acuáticos. Si la sociedad demanda nuevos objetivos habrá que establecer nuevas estrategias y desarrollar nuevas tecnologías que satisfagan las nuevas demandas.

Un compromiso entre los recursos hídricos y las demandas de la sociedad debe considerar todos los tipos de contaminación. La gestión de las aguas de escorrentía y residuales debe ser vista en su totalidad. Así, mientras la eliminación de las fuentes puntuales de contaminación se puede solucionar mediante la construcción de las infraestructuras y el uso de tecnologías existentes, la consideración de la contaminación difusa (como es la producida en las zonas urbanas en tiempo de lluvia) y su eliminación es un problema mucho más difícil. Es imperativo que la solución del problema pase por estrategias que incorporen el control de la totalidad de las fuentes.

El sistema, desde el sumidero, las conducciones hasta la planta de depuración y las últimas consecuencias sobre la calidad del agua, debe ser analizado en su integridad. Simultáneamente con las nuevas necesidades se han ido desarrollando nuevas tecnologías con capacidad de conocer y controlar los elementos del sistema. Las tecnologías de computación están permitiendo instrumentar secciones o infraestructuras, monitorizar datos, manejarlos, simular, controlar y gestionar sistemas que en el pasado se manejaban a niveles muy locales. Ahora el potencial de medición, control y simulación es enorme. La disponibilidad de estas nuevas herramientas posibilitarán el conocimiento de las características de los influentes a la EDAR con antelación y la generación de estrategias óptimas durante el tiempo de lluvia que minimicen el impacto sobre los sistemas acuáticos receptores, el origen de todo el sistema.

La planificación y gestión integrada debe basarse en asunción nuevos puntos de vista. Los objetivos de mejora en el diseño y operación de los sistemas de saneamiento y las plantas depuradoras se establecen en función

de las necesidades percibidas, en función de los objetivos de calidad fijados. Los objetivos, muy abiertos a debate, deben referirse claramente al uso potencial del agua y reflejarán la voluntad de pagar, ó "invertir", para obtener una determinada calidad del sistema. Técnicamente hay muchas cuestiones relacionadas con la naturaleza estocástica de los elementos del sistema con los que es necesario trabajar. La interacción óptima entre las "variables instrumentales" y las "variables ambientales" permitirán llegar a resultados óptimos en la gestión de las aguas residuales tanto en tiempo seco como en tiempo de lluvia.

Los ingenieros, científicos y medioambientalistas deben unir sus esfuerzos, tanto en las fases de planificación, diseño y explotación, para obtener el máximo beneficio de la gestión del sistema. Las mejoras finales, el cumplimiento de objetivos con la máxima relación eficacia-coste, y los beneficios por el uso de los sistemas acuáticos deben ser apreciadas por el ciudadano.

## **1.2. EL SISTEMA DE SANEAMIENTO Y LAS TÉCNICAS DE GESTIÓN DE LA ESCORRENTÍA URBANA**

Los dos tipos de redes de alcantarillado más habituales que nos encontramos en los sistemas de saneamiento son las unitarias y las separativas. Una red de alcantarillado unitaria transporta aguas residuales en tiempo seco, y aguas residuales y pluviales mezcladas en tiempo de lluvia; mientras que una red de alcantarillado separativa tiene conducciones independientes para las aguas residuales y para las aguas pluviales.

En principio parece que la red separativa tiene ventajas:

- Sólo se transporta el caudal de agua residual hasta la depuradora, lo que disminuye diámetros de los conductos.
- La depuradora trabaja con unas variaciones de cargas contaminantes "mínimas".
- El volumen de tratamiento es menor, con el consiguiente ahorro en la explotación y mantenimiento.
- Se eliminan completamente los reboses con lo que se evita que contaminación de tiempo seco sea vertida a las aguas receptoras en tiempo de lluvia.

Ahora bien, a pesar de todas estas ventajas que tiene el sistema separativo, existen también inconvenientes:

- El control de vertido debe ser mucho mayor para evitar que existan acometidas mal realizadas.

- La redes pluviales pueden producir importantes contaminaciones, sobre todo durante las primeras lluvias.
- El coste del sistema separativo es, como norma general, superior al del sistema unitario, ya que obliga en muchas zonas a duplicar los metros lineales de colectores a colocar.
- La posibilidad de realizar un verdadero sistema separativo en una zona ya construida es muy difícil.

La posibilidad de mantener un sistema de colectores urbanos unitarios es una opción real y muchas veces la única que puede acometerse dentro de una economía global de la solución (Salaverría, 1995). Por lo tanto, se deben desarrollar estrategias y construir infraestructuras que minimicen los impactos de la escorrentía urbana, ya sea por la generación de RAUs desde las redes unitarias, o por el vertido directo de las redes de pluviales.

Así, la filosofía de los sistemas de saneamiento frente a las aguas de escorrentía en sistemas separativos debe contemplar la regulación de caudales y el tratamiento de la contaminación. En el siguiente esquema se representa gráficamente esta idea.

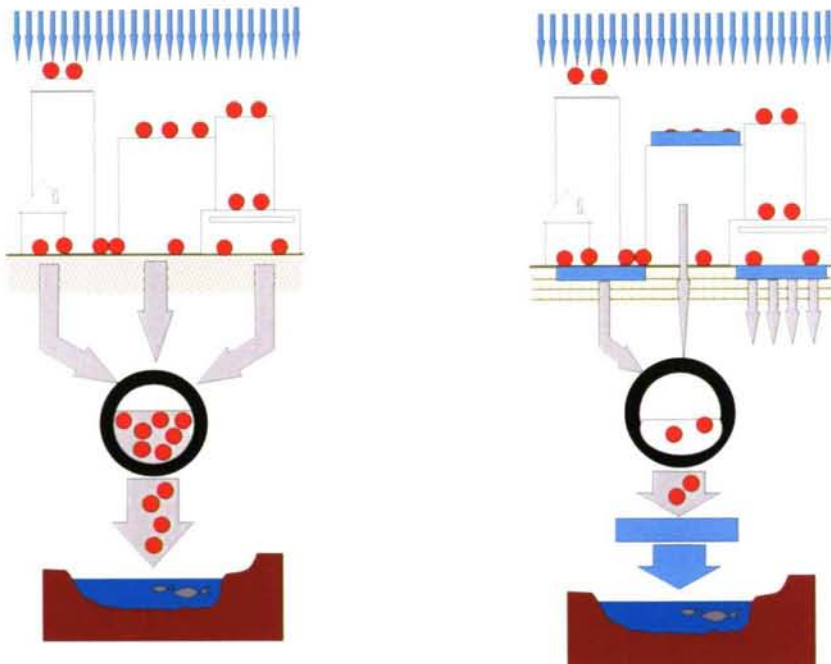


Figura 1-3. Filosofía de los sistemas de saneamiento frente a las aguas de escorrentía en sistemas separativos



En sistemas unitarios, la filosofía frente a las aguas de escorrentía debe contemplar la regulación de caudales, evitar las puntas de concentración, reducir la carga global vertida al medio receptor así como el número de reboses al año. El siguiente esquema sintetiza de forma gráfica esta idea.

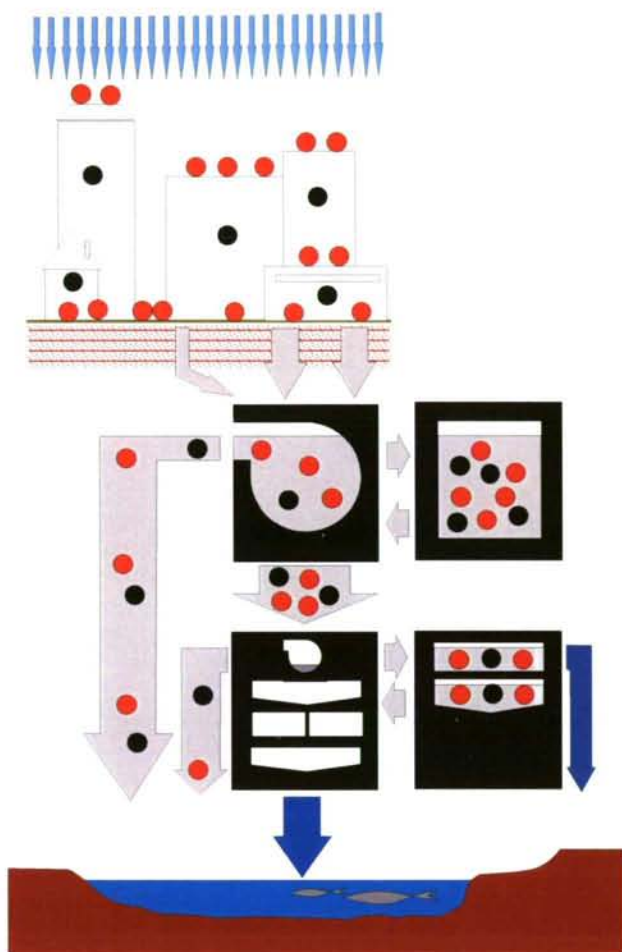


Figura 1-4. Filosofía de los sistemas de saneamiento frente a las aguas de escorrentía en sistemas unitarios.

Los elementos básicos de un sistema de saneamiento y drenaje urbano con red unitaria se muestran en la figura siguiente. Los componentes principales que se pueden identificar son: cuenca de drenaje, redes de alcantarillado, estación depuradora de aguas residuales (E.D.A.R.) y masas de agua receptoras.



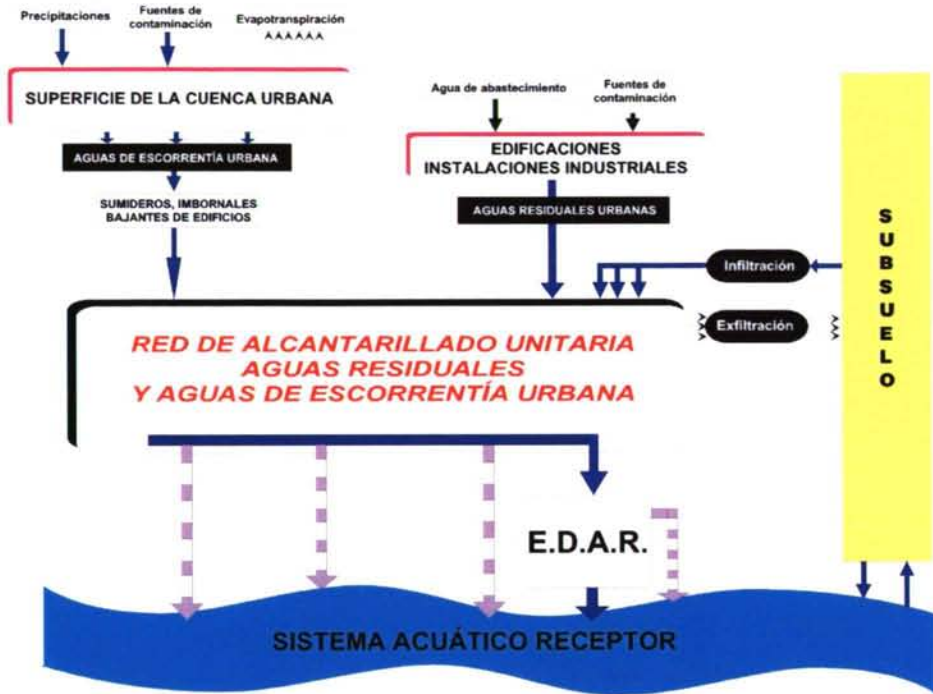


Figura 1-5. Componentes de un sistema de saneamiento con red de alcantarillado unitaria.

En tiempo de lluvia las redes unitarias deben transportar, además de las aguas residuales de tiempo seco las aguas de escorrentía superficial. La red de saneamiento se ha dimensionado tradicionalmente para transportar hacia un determinado punto (generalmente hacia una EDAR) el caudal de agua residual y el caudal de lluvia correspondiente a una precipitación con un determinado período de retorno. Cuando la lluvia genera un volumen de agua que la red no puede transportar se hace necesario verterlo al medio receptor mediante aliviaderos o almacenarlo temporalmente en depósitos en la propia red. El conjunto de estos aliviaderos y depósitos, situados aguas arriba de la EDAR, determinan las cargas hidráulicas y de contaminación que llegará a la depuradora y el impacto sobre el medio receptor.

Históricamente, el criterio de diseño de los aliviaderos en una solución de saneamiento se ha basado en la dilución. Las hipótesis básicas de este método es que las aguas de lluvia procedentes de la cuenca están limpias. En el momento en que se inicia el rebose, tanto el caudal vertido como el que sale por el orificio de desagüe presentan la misma dilución, que es la de diseño. Una dilución de cuatro veces, por ejemplo, significa que en el rebose están presentes una parte de agua residual y tres partes de agua de lluvia; frecuentemente se escribe: 1+3. Dependiendo de la bibliografía que se consulte el valor de la dilución de diseño varía notablemente (Temprano, J., 1995). Las cifras habituales oscilan entre 3 y 6 (Ranchet J. y Ruperd Y., 1983); Paz Maroto J. y Paz Casañé J. M<sup>a</sup>. (1968) dan un valor fijo de 5; Camp (1959)

menciona valores que van de 2 a 5; las normas alemanas (Pecher R., 1992) especifican una cuantía de 7.

Hoy en día es sabido que las aguas "blancas" no son tales y que la contaminación movilizada en las mismas es muy importante y que los vertidos al medio receptor en tiempo de lluvia aportan al medio receptor cargas muy importantes de contaminación.

Los primeros esfuerzos en depuración de aguas residuales se centraron en el control de los vertidos puntuales de origen urbano e industrial. Después de un fuerte desarrollo en sistemas de tratamiento se comprobó que en muchos países la calidad de las aguas no era todavía satisfactoria (Ellis, 1991). Se observó que una gran parte del problema era originado por los vertidos intermitentes que se producían durante y después de las lluvias desde los alcantarillados unitarios de los núcleos urbanos. Este tipo de vertidos se denominan "reboses de alcantarillado unitario" (RAU), descargas de sistemas unitarios (DSU), alivios de tormenta (C.H.N., 1995), o "Combined Sewer Overflows" (CSO), en la literatura anglosajona. Fue en EE.UU. donde por primera vez se reconoció la importancia de este problema en la "Federal Water Control Act Amendments" de 1972. Después de años de estudios de caracterización de este tipo de sucesos se propusieron las medidas de control pertinentes y se comprobó el elevado coste económico que suponía minorar la contaminación que era vertida al medio acuático a través de este tipo de vertidos ("Cost Methodology of Combined Sewer Overflows and Storm Discharges", EPA-430/9-79-003). A pesar de que desde esos años se llevan invertidos muchos recursos en el conocimiento y control del problema todavía hoy sigue siendo una de las principales causas de contaminación del agua (Moffa, 1990; Malgrat, P., 1995; Witte, J., 1997).

En Europa el control de la contaminación del agua de origen urbano siguió pautas similares a las de EE.UU. y concluyó también, al término de la década de los 80, que la eliminación o minimización de los reboses de los sistemas unitarios debía considerarse como objetivo prioritario en los planes de saneamiento y mejora de la calidad del agua de los sistemas acuáticos (Ellis, 1991). La Directiva 91/271 sobre tratamiento de aguas residuales es, sin embargo, poco explícita en relación con este problema. Sólo cita de forma genérica que todo tipo de agua que entre en una red unitaria deberá ser tratada y cita de forma explícita la necesidad de minimizar los vertidos de las aguas de tormenta. Deja a los estados miembros la libertad de limitar la contaminación del agua de los reboses mediante el establecimiento de una determinada dilución en un momento del vertido o la imposición de un número máximo de reboses al año (Valirón, F., Tabuchi, J., 1992).

En España, en donde predomina el alcantarillado unitario, el problema es evidente. Sin embargo el problema empezó a plantearse con más preocupación a finales de la década de los ochenta, aunque cabe citar algún estudio pionero en la Universidad Politécnica de Madrid. Se puede citar como hito importante el "workshop" realizado en Benicassim en 1995, organizado por la Universidad Politécnica de Valencia y el "C.S.O. Information Group (Techware)", en el que se destacó la importancia de este problema (Malgrat,



1995). Así mismo, a partir de comienzos de los años noventa se comenzaron a realizar estudios en las Escuelas de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de la Universidad de Cantabria, de la Universidad Politécnica de Cataluña y de la Universidade da Coruña. En la Asociación Española de Abastecimiento y Saneamiento (AEAS) el grupo "Grupo Avanzado de Drenaje Urbano (GADU)" empezó, también a mediados de la década, a analizar el problema y como fruto de ello se propuso al Ministerio de Medio Ambiente la realización del "Programa Nacional de Medición de las Descargas de los Sistemas Unitarios (PROMEDSU)". Este programa tuvo dos años de duración y sus conclusiones reafirman la gravedad del problema.

Las características de la contaminación de las descargas de los sistemas unitarios (DSU) o RAU (Reboses de Alcantarillados Unitarios) está fuertemente determinada por las características de las aguas residuales urbanas de tiempo seco, de los usos que se realizan en la superficie de las cuencas urbanas que luego van a ser lavadas por las aguas de escorrentía, y por el arrastre de materiales y fangos depositados en las conducciones durante periodos secos.

Los impactos de los RAU pueden ser muy negativos. Determinan una pérdida muy importante de la eficacia del sistema, cuyo fin es la protección del medio acuático receptor. Las insuficiencias de la red de drenaje frente a la lluvia da lugar a inundaciones en la cuenca, con las consiguientes molestias al ciudadano y los demás problemas que en general conllevan. La incorporación de sistemas de control y tratamiento de estos reboses, determina una nueva relación entre las fuentes de contaminación y caudal, los sistemas de transporte y el medio receptor.

Una visión integral de la gestión del sistema que minimice los impactos y permita alcanzar los objetivos de transporte y mantenimiento de la calidad del agua fijados obliga a desarrollar una estrategia de control total de la contaminación. La contaminación que se permita entrar a la red de saneamiento desde la cuenca (por escorrentía o por aguas residuales urbanas), las transformaciones que dicha contaminación sufra en la red, la capacidad de transporte de la red y las diluciones que se permitan en los reboses, los sistemas de control y tratamiento que se implanten a lo largo de la red, determinarán qué tipo de aguas residuales, caudales y cargas recibirá la EDAR, que condicionarán su diseño y sus estrategias de explotación (Suárez, J.; Tejero, I.; 1995). La gestión de los RAU va a ser siempre difícil tal y como se pone de manifiesto analizando simplemente uno de los factores, la lluvia, de naturaleza estocástica, por lo que será imposible una protección absoluta del medio receptor.

Actualmente se admite que el control de los RAU debe realizarse bajo el principio de la "Gestión Integrada", considerando todas las relaciones que se establecen entre: A) lluvia, B) superficie de cuenca C) sistema de colectores; D) Sistemas de Control y Tratamiento de Reboses (SCTR) E) estación depuradora; F) medio receptor (Marsalek-Sttimhar, 1994).



Se debe, por lo tanto, considerar nuevos elementos en los sistemas de saneamiento; elementos que no era habitual encontrar hasta ahora. Se denomina SCTR a los sistemas de control y tratamiento de los reboses de los alcantarillados unitarios y de las aguas de escorrentía urbana. Líneas más adelante se justificará su necesidad. La interdependencia entre unas y otras queda reflejada por las líneas de flujo.

Los sistemas de control y tratamiento de reboses son una técnica más de las denominadas TÉCNICAS DE GESTIÓN DE LA ESCORRENTÍA URBANA. Las técnicas de gestión de la escorrentía urbana (TGEU) pueden consistir bien en la construcción de nuevas infraestructuras (por ejemplo depósitos, que son SCTR), en la modificación de prácticas de diseño tradicionales, o en la modificación de hábitos (por ejemplo los de limpieza viaria de la cuenca). En la literatura anglosajona las TGEU son denominadas "Best Management Practices" (BMP) y su uso está ampliamente extendido. Las TGEU se pueden clasificar desde numerosos puntos de vista; en la literatura nos encontramos con clasificaciones diferentes según los autores y con terminología aún no consensuada, sobre todo en castellano. En apartados siguientes se propondrá una clasificación de las mismas.



Figura 1-6. Componentes de un sistema de saneamiento que incorpora técnicas de gestión de las aguas de escorrentía urbana.

Todo el conjunto debe ser operado con criterios de coste-beneficio para solucionar los problemas de contaminación, con unos objetivos de calidad y con unos estándares realistas en los usos de las aguas receptoras (entre estos usos se deben incluir la protección y mejora de los ecosistemas acuáticos

afectados). La gestión se debe orientar hacia la calidad de las aguas receptoras, para facilitar su uso por el hombre y su "salud ecológica o ambiental".





## **CAPÍTULO 2.- OBJETIVOS**

2.1. OBJETIVO GENERAL.....	2-3
2.2. OBJETIVOS PARTICULARES .....	2-3



## **CAPÍTULO 2.- OBJETIVOS**

### **2.1. OBJETIVO GENERAL**

El objetivo general de la presente tesis doctoral es el de asentar una metodología de estudio del funcionamiento hidrológico-hidráulico y de la movilización de la contaminación durante episodios de lluvia en cuencas urbanas en el Noroeste de España. Se ha diferenciado una cuenca unitaria y otra separativa a fin de analizar las posibles diferencias entre una y otra, que, a su vez, influirán en la proposición de soluciones encaminadas a minimizar el impacto que sobre el medio receptor tienen ambos tipos de redes de saneamiento durante los episodios de lluvia.

Este objetivo se enmarca dentro de los estudios que la ciudad de Santiago de Compostela está actualmente llevando a cabo a través de la empresa gestora de aguas, AQUAGEST GALICIA S.A., para definir su "Plan Director de Saneamiento", el cual propondrá, entre otros, una serie de actuaciones en materia de saneamiento urbano encaminadas a la protección ecológica de los ríos Sar y Sarela y de la mejora ambiental en general de sus áreas de influencia. En este sentido cabe destacar los proyectos CICYT HID98-0286 y CICYT HID99-0310, los cuales han servido de apoyo económico para poder lograr los objetivos citados.

Además, esta tesis ha servido para asentar la metodología general de estudio empleada en el proyecto denominado "PROMEDSU", promovido por el Ministerio de Medio Ambiente para caracterizar los reboses de los alcantarillados unitarios (RAU) en tiempo de lluvia en cinco ciudades españolas.

### **2.2. OBJETIVOS PARTICULARES**

Los objetivos particulares, que tienen como fin último la consecución del objetivo general planteado en el apartado anterior, son los siguientes:

1. Estudio del estado actual del conocimiento de la problemática ambiental generada por los reboses y vertidos de las redes de saneamiento en entornos urbanos durante episodios de lluvia.
2. Análisis del comportamiento hidrológico-hidráulico y de flujos de contaminación de una cuenca unitaria y una separativa en el Noroeste de España mediante la medida y caracterización de sucesos reales y el uso de modelos de simulación de sistemas de saneamiento.
3. Elaboración de estrategias de minimización de vertido de contaminación a medio receptor.

4. Comparación de los resultados obtenidos en las cuencas piloto y contraste numérico-experimental.
5. Propuesta de un sistema de control y tratamiento de reboses para una cuenca unitaria y una técnica de gestión de las aguas de escorrentía urbana para una cuenca separativa en el Noroeste de España.



## CAPÍTULO 3.- ESTADO ACTUAL DEL CONOCIMIENTO

3.1	PROBLEMÁTICA GENERAL DE LA CONTAMINACIÓN ASOCIADA A LAS AGUAS DE ESCORRENTÍA URBANA .....	3-3
3.2	CONTAMINACIÓN PRESENTE EN LAS AGUAS DE ESCORRENTÍA URBANA Y SUS CARACTERÍSTICAS. ....	3-4
3.2.1	Fuentes de contaminación. ....	3-4
3.2.1.1	Contaminación atmosférica. ....	3-4
3.2.1.2	Contaminación de la superficie de la cuenca. ....	3-6
3.2.2	Características de los contaminantes presentes en las aguas de escorrentía urbana .....	3-9
3.2.2.1	Formas de presentación de la contaminación. ....	3-16
3.2.3	Redes unitarias y separativas en tiempo de lluvia. ....	3-22
3.2.4	Acumulación y lavado de la contaminación. Primer lavado. ....	3-24
3.2.4.1	Descripción de los fenómenos de acumulación y lavado. ....	3-24
3.2.4.2	Primer lavado. ....	3-31
3.3	TÉCNICAS DE ESTUDIO Y CARACTERIZACIÓN DE LA CONTAMINACIÓN ASOCIADA A LAS AGUAS DE ESCORRENTÍA URBANA .....	3-34
3.3.1	Introducción. ....	3-34
3.3.2	Métodos para estimación de las cargas de contaminantes. ....	3-35
3.3.3	Síntesis de los estudios realizados por diferentes autores para la estimación de cargas contaminantes. ....	3-39
3.3.3.1	Métodos estadísticos de regresión .....	3-39
3.3.3.2	Los modelos conceptuales o deterministas en la estimación de las cargas de contaminación. ....	3-43
3.4	RESUMEN DEL ESTADO DEL CONOCIMIENTO. ....	3-46
3.5	TÉCNICAS DE GESTIÓN DE LA ESCORRENTÍA URBANA .....	3-50
3.5.1	Introducción. ....	3-50
3.5.1.1	Control en origen .....	3-52
3.5.1.2	Control aguas abajo .....	3-55
3.5.2	Tipología de las técnicas de gestión de la escorrentía urbana .....	3-56
3.5.2.1	TGEU con control y tratamiento en origen .....	3-57
3.5.2.2	TGEU con control y tratamiento aguas abajo. ....	3-67
3.5.2.3	Sistemas de tratamiento y depuración en los TGEUs de control aguas abajo .....	3-73
3.5.2.4	Las prácticas de explotación y mantenimiento de la red de alcantarillado. ....	3-80
3.5.3	Selección de las técnicas de gestión de las aguas de escorrentía urbana y de reboses de alcantarillado unitario .....	3-81
3.5.3.1	Objetivos de los sistemas de control y tratamiento de reboses. ....	3-82
3.5.3.2	Criterios de diseño .....	3-83



## **CAPÍTULO 3.- ESTADO ACTUAL DEL CONOCIMIENTO**

### **3.1 PROBLEMATICA GENERAL DE LA CONTAMINACIÓN ASOCIADA A LAS AGUAS DE ESCORRENTÍA URBANA**

Los primeros estudios sobre escorrentía urbana se centraron fundamentalmente en los reboses de alcantarillado unitario. Se observó que los reboses suponían una amenaza para la calidad de las aguas receptoras basándose en los indicadores de demanda bioquímica de oxígeno (DBO), sólidos en suspensión totales (SST), contaminación bacteriológica (Palmer 1950, 1963) y metales pesados.

Klein et al. (1974) estudiaron para la ciudad de Nueva York la cantidad de metales que eran transportados a través de la escorrentía urbana, observando que las cantidades movilizadas eran enormes: la masa total de metales pesados transportados en tiempo seco y de origen industrial suponen una parte pequeña del "output" total de metales de la ciudad hacia el medio receptor.

La carga de contaminantes en las aguas de escorrentía varía de un suceso de tormenta a otro dependiendo de diversos factores, entre los cuales se pueden citar el tiempo seco precedente, intensidad del aguacero, volumen de la lluvia, etc. El efecto de "primer lavado" ("first flush" en literatura anglosajona) ha sido analizado en algunos estudios (Hunter et al.1981; Weibel et al.1964; Whipple and Hunter 1977). La idea de primer lavado consiste en la premisa de que una buena parte del material que se acumula en superficie en un entorno urbano durante tiempo seco es arrastrado con las primeras aguas (del orden de media hora de duración) del hidrograma correspondiente al primer suceso de tormenta. Esto sugiere la idea de tratar esas primeras aguas de escorrentía con el objetivo de eliminar un porcentaje elevado de contaminantes que se han ido acumulando en superficie durante el anterior período seco. El fenómeno de primer lavado se tratará más en detalle posteriormente.

A lo largo del presente capítulo se irán citando estudios y proyectos de investigación considerados de interés y se presentarán las conclusiones más relevantes. Evidentemente no se abarcará la extensión total de la problemática de las aguas de escorrentía y su tratamiento, por ser ésta demasiado amplia, sino se centrará en aquellos aspectos que se enmarcan dentro de los objetivos de esta tesis doctoral.



## 3.2 CONTAMINACIÓN PRESENTE EN LAS AGUAS DE ESCORRENTÍA URBANA Y SUS CARACTERÍSTICAS.

A continuación se analizan las fuentes y las características principales de la contaminación presente en las aguas de escorrentía urbana, estableciéndose una comparación entre redes de saneamiento de tipo separativo y unitario. Finalmente, y debido al importante papel que juega en la problemática que se aquí se está estudiando, se describen los fenómenos de acumulación y lavado de dicha contaminación.

### 3.2.1 Fuentes de contaminación.

#### 3.2.1.1 Contaminación atmosférica.

Los contaminantes presentes en la atmósfera, de una forma u otra, son atrapados por la lluvia a su caída y transportados por la escorrentía por las superficies impermeables. Numerosos autores han obtenido datos de contaminación de agua de lluvia comparando zonas sin contaminación con zonas urbanas contaminadas. Las tablas siguientes muestran la variabilidad que puede presentar la calidad del agua de lluvia por efecto de su contaminación al atravesar la atmósfera.

Parámetro	Unidades	Zona rural	Zona urbana	Zona industrial
pH	-	6.9	6.8	6.7
Conductividad	$\mu\text{S}/\text{cm}$	25	30	20
Turbidez	NTU	0.2	0.2	0.8
SS	mg/l	2.0	3.0	6.0
CF	UFN/100 ml	0.0	0.0	0.0
Nitratos	mg/l	0.23	0.21	0.05
Zinc	mg/l	0.0	0.0	0.5
Plomo	mg/l	0.0	0.0	0.0

Tabla 3-1. Calidad del agua de lluvia (Thomas, 1993)

Parámetro	Unidades	Valor
pH	-	4 – 7
DQO	mg/l	20 – 30
SO <sub>4</sub>	mg/l	2 - 35
Ca	mg/l	0.5 – 2.0
Na	mg/l	0.5 – 2.0
Zn	mg/l	0.02 – 0.08
Pb	mg/l	0.0 – 0.15

Tabla 3-2. Calidad del agua de lluvia (Valiron, 1992)

Cuenca	SST (mg/l)	NTK (mg/l)	P (mg/l)	Pb (mg/l)	Zn (mg/l)
Göteborg (Suecia)	-	-	0.04 – 0.12	0.03 – 0.06	0.005 – 0.15
Munich (Alemania)	-	-	4.95	0.110	0.08
Maurepas (Francia)	4	0.6	-	0.008	0.022
Les Ulis Nord (Francia)	5	1.3	0.05	0.009	0.051

Tabla 3-3. Calidad del agua de lluvia en ciudades europeas (Deutsch, et. Al., 1989)

Cuenca	SST	NTK	P	Pb	Zn
Gainesville (Florida, USA)	-	-	0.034	0.015	0.028
Rolla (Missouri, USA)	6	0.51	0.11	-	-
Durban (Sudáfrica)	19	1.68	0.046	-	-
Göteborg (Suecia)	-	-	0.04-0.12	0.030-0.060	0.050-0.150
Munich (RFA)	-	-	4.95	0.110	0.080
Maurepas	4	0.6	-	0.008	0.022
Les Ulis Nord	5	1.3	0.05	0.009	0.051

Tabla 3-4. Concentraciones medias en mg/l de diferentes elementos presentes en las aguas de lluvia (Grange y Rollin, 1984)

En las siguientes tablas se pueden observar valores de contaminación acumulada por vía atmosférica en USA.

Zona	Tonelada de polvo/Km <sup>2</sup> /mes
Tennessee y valles de Ohio	1.15-1.93
California y zona alta del Mississippi	5.79-9.65
Sur Tejas y zona baja del Mississippi	11.58-19.3
Zonas altas del río Colorado	54

Tabla 3-5. Valores de acumulación de la contaminación por vía atmosférica en USA (ASCE, 1985)

En el área de Washington D.C.:

Media anual de contaminación atmosférica depositada (Kg/ha/año)			
Contaminante	zona rural	zona suburbana	zona urbana
Sólidos totales	110.88	173.6	274.4
DQO	222.88	148.96	235.2
NT	22.288	14.336	19.04
NO <sub>3</sub> <sup>-</sup> -N (nitratos)	10.528	6.272	7.616
NH <sub>3</sub> -N (amonio)	6.16	1.232	1.12
NTK	11.76	8.064	11.424
Ptotal	0.7952	0.56	0.9408
Ortho-P	0.3136	0.2912	0.392
Cd	-	0.1008	0.00336
Cu	-	0.2352	0.6832
Pb	0.0672	0.4928	0.5936
Fe	-	1.7584	6.272
Zn	0.7504	1.512	0.728

Tabla 3-6. Media anual de contaminación atmosférica depositada en Washington D.C.(MWWOG, 1983)

Concentración de contaminantes en zonas urbanas contenidas en el agua de lluvia (mg/l)	
DQO	15-70
Ammonio-N	0.3-0.7
Pb	0.03

Tabla 3-7. Concentraciones medias de contaminantes halladas tras la campaña de la NURP (USEPA, 1983).

Algunos autores afirman que la principal causa de deterioro de la calidad del agua de lluvia por efecto de la contaminación atmosférica se debe al nitrógeno y sus formas, por lo que el aporte de nutrientes en la escorrentía superficial no es despreciable. Whipple, et al. (1983), Kluesner, (1974), citados por Huber (1988), mencionan que en las aguas de lluvia las cargas de nitrógeno y sus formas pueden ser superiores a las presentes en el suelo por contaminación difusa, procedentes fundamentalmente de las emisiones de NO<sub>x</sub> de la actividad industrial y el tráfico.

El empleo del plomo en el combustible de los automóviles puede ocasionar que en el agua de lluvia de las ciudades se alcancen concentraciones de aproximadamente 1 mg Pb/m<sup>3</sup>. Este valor y los que se presentarán a continuación referentes al plomo están sujetos a cierto error debido a los cambios recientes en la legislación ambiental en la materia, cuya orientación está dirigida a la minimización de dichas emisiones.

### 3.2.1.2 Contaminación de la superficie de la cuenca.

A continuación se resumen los principales focos de generación de contaminación en la superficie de la cuenca:



-Residuos animales:

En el medio urbano los mamíferos más abundantes son los perros y los gatos; las aves, más comunes las palomas y los gorriones (en algunas ciudades gaviotas y estorninos), también representan una población significativa. Todos los animales que viven en los centros urbanos, de una u otra manera, generan residuos que, por lo general, se depositan en las calles, plazas, y aceras. Al llover, las superficies son lavadas y la escorrentía arrastra estos residuos transportándolos al sistema de drenaje. Los residuos de animales aportan bacterias, virus, y gran cantidad de nutrientes a las aguas de escorrentía. Los microorganismos pueden incluir patógenos que pueden causar enfermedades a los seres humanos, sin embargo su presencia no está asegurada al utilizar como indicadores los coliformes fecales y los estreptococos. Según el NURP (US-EPA, 1993), las aguas de escorrentía urbana contienen entre  $10^4$  y  $10^5$  UFC/100 mL, por lo que la presencia de patógenos es bastante probable.

-Basura y residuos:

Las zonas urbanas se caracterizan por ser fuentes de producción a gran escala de residuos sólidos. Las actividades diarias de las ciudades ocasionan el depósito sobre las superficies de las calles de materiales como papeles, cartones, residuos textiles, madera, goma, vegetales, hojas, colillas, botellas y vidrios rotos, latas, plásticos, y polvo en general. Una vez depositados, por un proceso de degradación física y/o química, dichos residuos se disgregan, facilitándose así su transporte por las aguas de escorrentía.

-Tráfico rodado:

El plomo y el zinc son los metales pesados más abundantes en la escorrentía urbana. Chistensen (1979), demostró que el zinc presente en los neumáticos de los vehículos es una significativa fuente de este metal en la escorrentía urbana. Por lo general, los metales pesados presentes en este tipo de aguas se deriva de fuentes tales como el tráfico de vehículos, la corrosión de fachadas, cubiertas y tejados. El zinc y el plomo presentes pueden relacionarse con la cantidad de tráfico. Así, Chistensen (1979), valoró que se deposita un promedio de 0.0030 g Zn/vehículo.Km y 0.0049 g Pb/vehículo.Km. Como consecuencia del tráfico de vehículos también aparecen aceites, combustibles y fluidos hidráulicos. Pitt y Army (1973), citados por Wanielista (1979), demostraron que en áreas industriales se pueden producir cargas contaminantes de aceites y grasas del orden de 9.26 Kg/Km de cuneta y día; en áreas residenciales de 5.25 Kg/Km de cuneta y día, y en zonas comerciales de 1.38 Kg/Km de cuneta y día. Del uso y deterioro de los vehículos pueden generarse también residuos de plástico y vidrio.

La principal fuente del plomo son las emisiones de los vehículos (Huntzicker *et al.*, 1975; Christensen y Guinn, 1979; Hopke *et al.*, 1980) y se halla principalmente asociado a las partículas finas (LaBarre *et al.*, 1973; Oliver *et al.*, 1974; Hewitt y Rashed, 1992). Huntzicker *et al.* (1975) realizaron un estudio del balance de masas del Pb en los vehículos, llegando a las siguientes

proporciones: de 23.7 g de Pb que se introduce en un vehículo, 0.3 g (1.26%) se evapora, 5.8 g (24.5%) se retienen en el motor del vehículo, 16.7 g (70.5%) es expulsado en forma de aerosol y 0.9 g (3.8%) se emiten como residuo de la combustión en forma volátil. Como ya se comentó anteriormente, estos datos se deben considerar cautelosamente (tendientes a ser menores) debido a los últimos cambios en la legislación ambiental en cuanto a los límites permitidos de emisión por combustión en los vehículos.

Otros metales como el hierro, el bario y el cesio están presentes debido al desgaste de los frenos; el antimonio, por ejemplo, está ligado a los neumáticos (Hopke *et al.*, 1980).

-Erosión de los pavimentos.

Los pavimentos aportan diferente contaminación en función del material de que estén contruidos. Los pavimentos de hormigón aportan finos y arenas de carácter inorgánico. Los pavimentos bituminosos aportan, además de material inorgánico, hidrocarburos y fenoles.

-Posibles actividades agrícolas y de jardinería:

Ningún entorno urbano está completamente delimitado. En el cinturón que rodea las ciudades es posible observar terrenos dedicados a prácticas agrícolas e inclusive pecuarias. Los jardines y parques de nuestras ciudades representan actividades agrícolas dentro de los núcleos urbanos además de ser lugares generadores de hojas de los árboles que aportan fósforo y nitrógeno, siendo éstos susceptibles de infiltrarse en los terrenos o superficies permeables. En dichos terrenos se utilizan también fertilizantes, pesticidas y herbicidas, que a su vez son generadores de N y P.

-Uso de sal para el deshielo de la nieve:

El deshielo de la nieve es un mecanismo adicional que genera aguas de escorrentía. A pesar de que los caudales que se deducen de este fenómeno son bajos, estos permanecen en el tiempo durante varios días y eliminan una fracción significativa de los contaminantes depositados en las superficies. Los principales contaminantes que pueden acompañar a la nieve son los cloruros y el plomo. En las calles y carreteras se pueden alcanzar concentraciones superiores a 20.000 mg/l de cloruros siendo su rango común entre 1.000 y 10.000 mg/l. Adicionalmente, en la nieve, las concentraciones de plomo oscilan entre 1 a 10 mg/l, y alcanzan valores extremos de 100 mg/l; proceden del combustible de los vehículos. No solo aparcan cloruros sino que también se aplican arenas para los mismos fines, con lo que las concentraciones de sólidos en suspensión se ven incrementadas.

-Superficies no protegidas:

En muchas zonas urbanas existen terrenos en donde no existe edificación alguna o simplemente se encuentran abandonados o en espera de una nueva edificación. Por lo general el suelo está expuesto a procesos de erosión.



-Terrenos con obras:

La cantidad de sedimentos en los vertidos de aguas pluviales que proceden de zonas con terrenos en construcción pueden variar considerablemente. Estudios recientes han demostrado que en dichas zonas las cargas de sedimentos pueden ser del orden de 85 a 110 T/ha/año. En USA se ha calculado que las cargas movilizadas por efecto de la construcción asciende a la cantidad de 125 T/ha/año.

Los sedimentos en las aguas de escorrentía de terrenos en obras de edificación son generalmente de 10 a 20 veces de aquellos que se generan en terrenos agrícolas, y de 1000 a 2000 veces aquellos que ocurren en zonas forestales. En un periodo de tiempo pequeño estos terrenos pueden contribuir con más sedimentos a los medios receptores que los que normalmente ocurrirían en varias décadas (ASCE, 1993). El polvo generado en estos terrenos, por lo general, suele estar acompañado de aceites y lubricantes de la maquinaria utilizada en la construcción; también pueden estar presentes residuos de la corrosión de materiales y lixiviados de la basura (Lázaro, 1990; Whipple, 1983).

En resumidas cuentas, las aguas de escorrentía urbanas contienen cantidades significativas de metales, sólidos disueltos y en suspensión además de materia orgánica e inorgánica. En la siguiente tabla (Sansalone y Steven Buchberger, 1995) se indican las fuentes de dichos elementos, diferenciando entre fuentes primarias y secundarias. Como se observará, el tráfico es el denominador común de entre las posibles fuentes además de las prácticas de mantenimiento de los viales (Armstrong 1994; Ball et al. 1991; Lygren et al. 1984; Muschack 1990).

	frenos	ruedas	chasis	combustible	pavimento hormigón	pavimento bituminoso	sal anticong	basuras
Cd								
Cr								
Cu								
Fe								
Pb								
Ni								
Va								
Zn								
Cl-								
Mat org								
Mat inorg								
HCT's								
Fenoles								

 Fuente secundaria  
 Fuente primaria

Tabla 3-8. Fuentes primarias y secundarias generadoras de la contaminación de superficie (Sansalone y Buchberger, 1995).

### 3.2.2 Características de los contaminantes presentes en las aguas de escorrentía urbana

Las aguas de escorrentía provenientes de entornos urbanos y/o de carreteras contienen multitud de contaminantes. Como ya se detalló



anteriormente, las fuentes pueden ser diversas, pero esencialmente dos: aquellas ligadas con las vías de circulación (tráfico rodado, la construcción y mantenimiento de viales, pavimentos, etc.), y aquellas relacionadas con el uso del suelo de las zonas circundantes (fertilizantes, contaminación generada en zonas comerciales e industriales, etc.). De ahí que la mayoría de los contaminantes presentes correlacionen con el tráfico de vehículos (*Asplund et al.*, 1982). Sin embargo *Shaheen* (1975) observó que a pesar de las correlaciones encontradas, menos del 5% de la contaminación asociada a las aguas de escorrentía tienen como fuente directa a los vehículos. Ello indica que el tráfico rodado actúa como fuente de contaminación en menor medida que como sistema o mecanismo de lavado, agitación y transporte de la misma.

Los sólidos presentes en las aguas pluviales llevan asociados otros contaminantes, como materia orgánica (N, P, COT), metales pesados, hidrocarburos, etc. La fuente de dichos sólidos puede ser diversa, como por ejemplo polvo y suciedad en forma particulada proveniente de zonas circundantes, polvo y suciedad transportada por el tráfico o bien de las operaciones de mantenimiento de las calzadas (por ejemplo el empleo de sal para el deshielo, etc.). Son los sólidos en suspensión los que juegan un papel fundamental en este proceso ya que la mayoría de los contaminantes van asociados a éstos últimos (*Ongley et al.*, 1981).

Metales pesados e hidrocarburos también se hallan presentes entre las partículas acarreadas por las aguas pluviales (*Hoffman et al.*, 1985; *Hermann*, 1981; *Hewitt y Rahsed*, 1992; *Oliver et al.*, 1974; *Ongley et al.*, 1981). Una parte de estos contaminantes se halla asociada a la fracción fina de los sólidos (*Sartor et al.*, 1974). Esta fracción fina posee una alta capacidad de adsorción (elevada superficie específica) y por tanto muy activas desde un punto de vista geoquímico (*Ongley et al.*, 1981). Al estar los metales asociados a los sólidos en suspensión, en su transporte irán depositándose en función de las diferentes velocidades de la lámina de agua (escorrentía). Esto implica una mayor dificultad en la predicción de concentraciones y masa movilizada de metales y sólidos. El plomo (Pb) y el zinc (Zn) son los metales más frecuentemente hallados en las aguas de escorrentía.

Con la intención de conocer el origen de la contaminación algunos estudios se centraron en caracterizar los materiales que se acumulan en la superficie de las calles durante tiempo seco, que constituyen la fuente principal de los sólidos encontrados en los sucesos de rebose, y se observó que muchos de estos materiales eran de tipo inorgánico, similares a partículas de arena (*Sartor y Boyd* 1972; *Sartor et al.* 1974). Estos estudios demostraron que estos materiales llevan asociados concentraciones muy apreciables de metales y que las partículas más pequeñas (<43 micras) suponían un porcentaje pequeño del total de la masa transportada pero contenían alrededor del 50% del total de metales. *Wilber y Hunter* (1979) y *Hunter et al.* (1981) llegaron a estas mismas conclusiones en sus estudios en el estado de New Jersey, encontrando elevadas concentraciones de plomo, zinc y hierro en las aguas de escorrentía.

*Tanizaki et al.* (1992) analizaron los porcentajes de los diferentes metales según tamaño de partículas en un cauce urbano de Tokyo durante tiempo

seco. Observaron cierta variabilidad según el metal de que se tratase. El zinc se hallaba en su mayoría de forma disuelta (< 0.45 micras), entre un 44%-83% del total de zinc observado. En cambio, el hierro tendía a encontrarse en fracciones más grandes con tan solo un 6%-43% en forma disuelta. A su vez analizaron el carbono orgánico, viendo que se encontraba fundamentalmente en forma disuelta (60%-88%).

Un estudio de las aguas de escorrentía urbana en Nueva Zelanda (Williamson, 1985) demostraba que las cargas de contaminantes correlacionaban bien con las cargas de los sólidos en suspensión, pero pobremente con los sólidos totales. Al igual que en los estudios mencionados anteriormente, la concentración de metales (particularmente zinc y plomo) aumentaban a medida que disminuía el tamaño de las partículas.

A continuación se presenta en una tabla con las composiciones típicas de un agua residual urbana y de un agua de escorrentía urbana.

Elemento	[ ] agua red separativa	[ ] agua residual urbana
Sólidos totales (ST)		350-1200 mg/l
Sólidos en suspensión (SS)	21-546 mg/l	100-400 mg/l
Sólidos disueltos (SD)		250-800 mg/l
Arsénico		<0.1 mg/l
Cadmio		<0.02 mg/l
Cinc	0.06-0.39 mg/l	0.4-0.7 mg/l
Cobre	0.02-0.14 mg/l	0.2-0.5 mg/l
Cromo		0.1-0.5 mg/l
Mercurio		-
Níquel		<0.02 mg/l
Plata		<0.02 mg/l
Plomo	0.05-0.34 mg/l	0.08-0.4 mg/l
Cloruros	49-142 mg/l	30-100 mg/l
DQO	39-343 mg/l	
DBO <sub>5</sub>	7-22 mg/l	110-500 mg/l
Fósforo total	0.04-0.76 mg/l	4-15 mg/l
Grasas		50-200 mg/l
Nitrógeno inorgánico	0.5-8.8 mg/l	
Nitrógeno amoniacal		25-50 mg/l
Virus totales		10 <sup>3</sup> -10 <sup>6</sup> mg/l
Streptococos fecales	50-500 x 10 <sup>3</sup> /100 ml	0.2-1.5 x 10 <sup>5</sup> /100 ml
Coliformes totales	40-400 x 10 <sup>3</sup> /100 ml	3-40 x 10 <sup>5</sup> /100 ml
Coliformes fecales	10-100 x 10 <sup>3</sup> /100 ml	2-50 x 10 <sup>6</sup> /100 ml
Bacterias totales		1-40 x 10 <sup>6</sup> /100 ml

Tabla 3-9. Composición típica de las aguas de escorrentía en redes separativas y aguas residuales urbanas (Fuente WRC, 1990).

El "National Urban Runoff Program" de la EPA (1978-1983) abarcó 28 proyectos dentro de los Estados Unidos (USEPA, 1983). De las principales conclusiones cabe destacar:

- Los metales pesados constituyen el principal de los contaminantes presentes en las aguas de escorrentía urbana. Los límites de contaminación aguda y crónica para agua dulce son sobrepasados habitualmente para el Cu (47% y 82%) y el Pb (23% y 94%). También el



Zn y el Cd sobrepasan el límite crónico en 77% y 48% respectivamente, siendo éstos 120 µg/l para el Zn y 2.2 µg/l para el Cd.

- Los microcontaminantes orgánicos (fenoles, etc.) se detectaron con menor frecuencia y en menores concentraciones.
- La contaminación bacteriológica (coliformes) está presente en unos niveles elevados y exceden los límites propuestos por la EPA durante y después de los sucesos de tormenta. Los coliformes fecales varían de  $3 \times 10^2$  a  $3 \times 10^5$  organismos por cada 100 ml en tiempo templado, y de 20 a  $3 \times 10^3$  organismos por cada 100 ml en tiempo frío.
- Los nutrientes (N y P) se suelen presentar en cantidades moderadas.
- Los elementos consumidores de oxígeno son del orden de magnitud que los presentes en el efluente de una decantación secundaria de una EDAR, aunque la EPA no ha podido dictaminar que se produzcan descensos en el OD debido a la escorrentía urbana.
- Los sólidos en suspensión totales se hallan en cantidades elevadas comparadas con el efluente de una EDAR, además de portar otros contaminantes que pueden causar daños al medio acuático receptor por sedimentación (incremento de zonas de anoxia en el fondo de los cauces, por ejemplo), etc.
- Aunque algunas ciudades mostraron valores de la concentración media superiores o inferiores a los de la media nacional estadounidense, para uno o varios constituyentes, no se apreciaron correlaciones geográficas en el estudio.
- El tipo de uso del suelo no proporciona una base estadística suficiente para predecir diferencias en la concentración media.
- No se obtuvo correlación entre concentraciones medias y volúmenes de escorrentía, indicando que, en general, ambos factores son independientes.
- Los resultados parecen ser relativamente uniformes en los EE.UU. No obstante, los datos muestran amplios rangos de variación en la concentración media de todos los contaminantes.

En la siguiente tabla se puede observar los elementos que se hallaron en al menos el 10% de todas las muestras del programa NURP de la EPA.

Metales e inorgánicos	Frecuencia de detección
Antimonio	13
Arsénico	52
Berilio	12
Cadmio	48
Cromo	58
Cobre	91
Cianuros	23
Pb	94
Ni	43
Selenio	11
Zinc	94
Pesticidas	-
Lindano	15
Fenoles	14
PAH (hidrocarburos aromat polic)	-

Tabla 3-10. Contaminantes hallados en el programa NURP (USEPA, 1983)

En la siguiente tabla se aportan valores de contaminación de las aguas de escorrentía en función de los diferentes usos del suelo.

Constituyente (mg/l)	Zona residencial	Zona mixta	Zona comercial	Zona bierta. No urbana.
DBO <sub>5</sub>	10	7	9	-
DQO	73	65	57	40
SST	101	67	69	70
Pb	0.144	0.114	0.104	0.030
Cu	0.033	0.027	0.029	-
Zn	0.135	0.154	0.226	0.195
NTK	1.900	1.290	1.180	0.965
NO <sub>2</sub> <sup>-</sup> +NO <sub>3</sub> <sup>-</sup>	0.736	0.558	0.572	0.543
P-Total	0.383	0.263	0.201	0.121

Tabla 3-11. Resultados de contaminación de la escorrentía superficial urbana. (EPA, 1983)

Stahre (1995) resume en las siguientes tablas los resultados de las concentraciones medias de suceso (CMS) de la campaña NURP de la EPA:

Concentración en mg/l			
Contaminante	Coficiente de variación	Media	Valor no superado en el 90% de casos
SST	1-2	100	300
DBO <sub>5</sub>	0.5-1	9	15
DQO	0.5-1	65	450
P total	0.5-1	0.33	0.7
P partic.	0.5-1	0.12	0.21
NTK	0.5-1	1.5	3.3
NO <sub>2</sub> +NO <sub>3</sub>	0.5-1	0.68	1.75
Cu	0.5-1	0.034	0.093
Pb	0.5-1	0.14	0.35
Zn	0.5-1	0.16	0.5

Tabla 3-12. : Principales características de la calidad de las aguas pluviales urbanas (EPA, 1983).



	Uso residencial		Uso mixto		Uso comercial		Uso no urbano	
contaminante	media	Varianza	media	Varianza	media	Varianza	media	Varianza
DBO mg O <sub>2</sub> /L	10	0.41	7.8	0.52	9.3	0.31	-	-
DQO mg O <sub>2</sub> /L	73	0.55	65	0.58	57	0.39	40	0.78
SST mg/l	101.1	0.96	67	1.1	69	0.85	70	2.9
Pb mg/l	0.144	0.75	0.114	1.4	0.104	0.68	0.03	1.5
Cu mg/l	0.033	0.99	0.027	1.3	0.029	0.81	-	-
Zn mg/l	0.135	0.84	0.154	0.78	0.226	1.1	0.195	0.66
NTK mg/l	1.9	0.73	1.29	0.5	1.18	0.43	0.965	1
NO <sub>2+3</sub> mg/l	0.736	0.83	0.558	0.67	0.572	0.48	0.543	0.91
P total mg/l	0.383	0.69	0.263	0.75	0.201	0.57	0.121	1.7
P part mg/l	0.143	0.46	0.056	0.75	0.08	0.071	0.026	2.1

Tabla 3-13. Concentraciones medias de las aguas pluviales en función del tipo de ocupación del suelo (Stahre, 1995).

Hémain, 1980, estudió el dominio de variación global de ciertos indicadores de contaminación de las aguas pluviales (ST, SST; DBO<sub>5</sub>, DQO) en Alemania.

Indicadores		ST	SST	DBO <sub>5</sub>	DQO
Nº de sucesos muestreados		88	173	68	173
[ ] media mg/l	D	39-1580	6.1-1760	5.6-239	7.4-1070
	R	1-40	1-300	1-40	1-150
M' Kg/ha	D	0.23-94	9.02-111	0.04-2.8	0.07-28
	R	1-400	1-5500	1-70	1-400
M'' Kg/ha/mm	D	0.021-4.6	0.011-10.5	0.014-0.49	0.007-2.4
	R	1-220	1-1000	1-35	1-350

D: dominio de variación

R: rango de los valores extremos

Tabla 3-14. Dominio de variación global de los indicadores de contaminación de las aguas pluviales (Hémain, 1980).

A continuación se presentan los resultados de los estudios llevados a cabo en Francia a través de su campaña nacional de caracterización de aguas pluviales urbanas (1980-1982):

Cuenca	Maurepas	Les Ulis	Aix Zup	Aix Nord
Superficie (ha)	26.7	43.1	25.6	92
Pendiente media (%)	0.5	0.55	2.9	6.5
Impermeabilización (%)	60	42	78	35
Terreno natural	Poco permeable	Poco permeable	impermeable	Impermeable
Viviendas individuales (% superficie total)	70	0	0	30
Viviendas colectivas (% superficie total)	17	100	100	60
Densidad de población (hab/ha)	100	350	210	40
Tipo de saneamiento	separativo	separativo	separativo	Separativo
Tipo de colector en punto de medida	T 130-80	Diam 1800 mm	Diam 1200 mm	T 180-108
Pendiente en el punto de medida	0.5	0.1	1.7	2
Período de la campaña de medidas	09/80 a 12/80 12/81 a 12/82	12/81 a 12/82	10/80 a 02/82	10/80 a 02/82

Tabla 3-15. Características de las cuencas del estudio de medición de la calidad de las aguas pluviales urbanas (campaña nacional en Francia, 1980-1982).

Cuenca	Indicador	SST	DQO	DBO <sub>5</sub>	NTK	I	Pb
Maurepas	C	190	77	12	3.3	0.82	0.085
	M	940	380	55	16	4.1	0.41
Les Ulis Nord	C	440	190	34	6.1	1.8	0.12
	M	1100	460	85	17	4.9	0.3
Aix Zup	C	300	200	38	5.4	1.2	0.16
	M	630	430	75	12	2.6	0.35
Velizy	C	190	90	17	3.8	-	0.47
	M	400	190	36	8	-	1
Nice Barron de Berre	C	130	120	28	-	-	-
	M	540	530	-	-	-	-
[ ] admisible		30 (a)	120 (a)	40 (a)	15 (b)	1 (b)	0.05 (c)

(a): norma de vertidos de EDAR, nivel E (circ. del 04.11.80).

(b): norma de vertidos de EDAR, nivel 2 (circ. del 29.11.80).

(c): calidad requerida a las aguas superficiales destinadas a la producción de productos para alimentación (directiva CEE del 16.06.76).

Tabla 3-16. Concentraciones medias (C, mg/l) y cargas específicas anuales (M, kg/ha/año) de las aguas pluviales.

Obsérvese que las concentraciones vertidas por aguas pluviales a medio receptor son mayores que los límites permitidos por la ley para las EDAR's en Francia.

Cuenca	indicador	SST	DQO	Pb
Maurepas	C max	890	590	0.44
	M max	220	58	0.071
Les Ulis Nord	C max	2480	2720	0.73
	M max	66	25	0.022
Aix Zup	C max	2010	1220	0.84
	M max	130	130	0.021
Velizy	C max	760	500	1.4
	M max	35	16	0.029
Nice	C max	550	400	-
Barron de Berre	M max	32	24	-

Tabla 3-17. Concentraciones medias C (mg/l) y cargas específicas M (kg/ha) máximas observadas durante un suceso de lluvia.

Estos estudios llevados a cabo en Francia llegan, entre otras conclusiones, a que un solo suceso puede representar del 20-25% de la carga total anual movilizada y que las concentraciones medias de un solo evento pueden llegar a ser del orden de 5-10 veces la concentración media anual.

### 3.2.2.1 Formas de presentación de la contaminación.

Las diferentes formas en las que se puede presentar la contaminación urbana es un factor importante a la hora de diseñar estrategias efectivas que la atrapen antes de ser introducida en el medio receptor. Así, resulta de interés conocer:

- La contaminación asociada a diferentes usos del suelo urbano, como patios, tejados, calles, etc.
- Las tendencias en el comportamiento de la contaminación como la existencia ó no de primer lavado.
- La asociación a las fases particulada y disuelta de la contaminación presente, etc.

Existen numerosos estudios de la contaminación movilizada por la escorrentía a su paso por las calles (Sartor y Boyd, 1972; Astruc *et al.*, 1979; Dannecker *et al.*, 1990) pero en cambio se la ha dedicado menos atención a la contaminación de otras superficies como tejados, patios de las casas, etc., quizás porque resulta a todas luces mucho más incomodo para analizar y, por consiguiente, más costoso. No quiere decir esto que no existan estudios que demuestran la importancia que suponen estas fuentes al global de la contaminación que se moviliza durante sucesos de tormenta, y así se pueden citar por ejemplo a Chang y Crowley (1993), Förster (1996), Chebbo (1999).

A continuación se van a presentar las principales conclusiones de varios estudios de investigación que se incluyen de forma más amplia y detallada en el Anexo I. En dicho anexo se aporta información numérica en forma de tablas y gráficos que pueden ser útiles para una mejor comprensión de lo que a



continuación se va a comentar, además de poder servir como ayuda a profesionales del saneamiento urbano a la hora de tomar decisiones en sus diseños que ayuden a mejorar la efectividad de los mismos.

- a) De los estudios llevados a cabo por el equipo de investigación de Ghassan Chebbo, 1999 (Marie-Christine Gromaire, Stéphane Garnaud y Ana González) en una cuenca urbana unitaria de París de 42 ha, con 295 hab/ha y fuertemente impermeabilizada (90%), en la que se analizaron las aguas de escorrentía a la vez que las de la red de alcantarillado unitario, cabe destacar:

- Fuentes de contaminación:

- Las calles son fundamentalmente generadores de sólidos (SS, SSv), materia consumidora de oxígeno (DBO, DQO) y de hidrocarburos. La contaminación es esencialmente de tipo orgánico.
- Los tejados son fuente de metales pesados, en particular de Cd, Pb, Zn y Cu. La contaminación es de tipo mineral.

- Asociación de la contaminación a las fases particulada y disuelta de los sólidos presentes:

- Existe una mayor variabilidad en las superficies de tejado que en calles y patios.
- La contaminación de las calles presenta una mayor asociación a la fase particulada de los sólidos (SS).
- La contaminación de los tejados presenta una mayor asociación a la fase disuelta de los sólidos (SD).

- Velocidad de sedimentación de las partículas:

- Se observan partículas con elevadas velocidades de sedimentación cuando ocurren sucesos de tormenta de elevada intensidad de lluvia. Este hecho parece guardar relación con el concepto de energía umbral de movilización de partículas más pesadas.
- La velocidad de sedimentación de la contaminación asociada a las calles es mucho menor que la correspondiente a los reboses de alcantarillado unitario. Esto nos indica que probablemente los colectores de tipo unitario ejercen de reactores en los que se dan lugar transformaciones que favorecen la sedimentabilidad de las partículas.

- Comparativa: red unitaria/separativa

El grado de asociación de la contaminación a la masa particulada de los sólidos presentes (SS) aumenta a medida que se avanza aguas abajo por la red unitaria (zonas finales de cuenca), tanto en lo que respecta a la materia consumidora de oxígeno (80% de la DBO<sub>5</sub> y



DQO) como a metales pesados e hidrocarburos; así, una media del 83% de estos contaminantes están asociados a la fase particulada. Mientras el Pb y los hidrocarburos totales o HCT's lo están en todo el recorrido del ciclo urbano del agua, el Cd, Zn y Cu se hallan mayoritariamente asociados inicialmente a la fase disuelta durante la escorrentía en tejados, que es su principal fuente.

b) De los estudios llevados a cabo por Juch (1985) y su equipo de investigación formado por Gregory W. Characklis y Mark R. Wiesner sobre la influencia de los sucesos de tormenta en el río Brays Bayou en la zona (240 Km<sup>2</sup>) del área metropolitana de Houston (USA), cabe destacar:

- En épocas de tormenta, se observa en el río un incremento de SS, COT, Fe (procesos de oxidación en superficie) y Zn (corrosión de metales galvanizados y desgaste de las llantas de automóviles).
- Tanto los sólidos como el COT y el Zn sufren un incremento de partículas en cuanto a tamaño de las mismas, hacia 0.46-15 µm y en especial de 0.46-2.5 µm, cuando se suceden episodios de lluvia. Es decir que se manifiestan asociados a la fase particulada de los sólidos presentes.
- Durante tiempo seco, tanto el COT como el Zn aparecen asociados a la fase disuelta (< 0.45 µm), mientras que el Fe se comporta de forma particulada al igual que en tiempo de lluvia.
- El Zn y el COT además presentan comportamientos paralelos ya que sus picos de los polutogramas coinciden entre sí en el tiempo y con la punta del hidrograma correspondiente.
- El Fe y los SS presentan puntas de polutograma coincidentes entre sí en el tiempo pero retrasados respecto la punta del hidrograma correspondiente.
- La masa de contaminantes transportados durante los sucesos de lluvia es equivalente a lo transportado durante días, semanas e incluso meses de tiempo seco.
- En las cuencas grandes (>>10 Km<sup>2</sup>), el efecto de primer lavado se difumina debido probablemente a la gran variedad de tiempos de recorrido de la escorrentía desde diferentes puntos de la cuenca.

c) Dos miembros de la ASCE, John J. Sansalone y Steven G. Buchberger, estudiaron en 1995 el comportamiento de los metales y sólidos presentes en la escorrentía generada en un vial urbano de Cincinnati, diferenciando entre fracciones de contaminantes asociadas a las fases disuelta y particulada. De dichos estudios resulta destacable lo siguiente:

- La diferenciación entre fases disuelta y particulada de los metales presentes en la escorrentía urbana está influenciada principalmente por el tiempo de residencia sobre el pavimento, el pH de la lluvia, la

naturaleza y cantidad de los sólidos presentes en el agua y el grado de solubilidad del metal en cuestión.

- Los sucesos de pH bajo y tiempo de residencia alto sobre pavimento, presentan metales y sólidos con una fuerte asociación a la fase disuelta.
- Asociación a las fases disuelta y particulada:

Metal	F <sub>d</sub> o coeficiente de asociación a la fase disuelta	Carácter
Cu	0.31-0.71	Dis (D)/Partic (P)
Cd	0.44-0.96	Disuelto (D)
Zn	0.53-0.95	Disuelto (D)
Al	0.003-0.31	Particulado (P)
Fe	0.25-0.66	Particulado (P)
Pb	0.18-0.45	Particulado (P)

Tabla 3-18. Asociación de los metales a la fase disuelta

- Grado de intensidad en función de la tipología del suceso:

	Metal	Fase	Efecto de 1 <sup>er</sup> lavado
<i>Sucesos de baja Intensidad de lluvia</i>			
	Cd	D	Fuerte
	Zn	D	Fuerte
	Cu	D	Fuerte
	Pb	D	Leve
	Cd	P	Leve
	Zn	P	Leve
	Cu	P	Leve
	Pb	P	Leve
<i>Sucesos de alta Intensidad de lluvia</i>			
	Cd	D	Leve
	Zn	D	Muy fuerte
	Cu	D	Muy fuerte
	Pb	D	Leve
	Cd	P	Leve
	Zn	P	Leve
	Cu	P	Leve
	Pb	P	Leve

Tabla 3-19. Asociación de los metales a la fase disuelta ó particulada en función de la tipología del suceso de lluvia.

Del análisis de primer lavado de metales y sólidos que llevaron a cabo, concluyeron que:

- El  $Zn_{DIS}$  y el  $Cu_{DIS}$  presentan claros y fuertes índices de 1<sup>er</sup> lavado, no así el  $Pb_{DIS}$ . En cuanto a la fase particulada, el efecto no resulta tan claro.
- En cuanto a los SD y SDv, el efecto de 1<sup>er</sup> lavado es intenso y se puede decir que las puntas de los polutogramas van adelantadas respecto de las de los hidrogramas correspondientes.

d) Cynthia Paulson y Gary Amy (1993)

A continuación se resume el trabajo llevado a cabo por los investigadores citados, recomendando al lector se remita al Anexo I en su punto I.4 para la aclaración de términos más relacionados con la química de metales y grados de toxicidad de los mismos.

Paulson C. y Amy G. hicieron un análisis de la información recopilada por el NURP en lo que a niveles de toxicidad de los diferentes contaminantes se refiere. La alta variabilidad en las características de las situaciones de lluvia va acompañado lógicamente de una alta variabilidad en las características de la calidad de las aguas. En cambio, la relación entre la fracción disuelta y la masa total de los metales se mantiene en una franja relativamente estrecha (50-70%). Para el resto de los elementos esta franja se traduce en un 50-150%.

Las medidas efectuadas en la ciudad de Fresno y Salt Lake City arrojan valores del orden del 25% para el  $Cu_{dis}$  y  $Pb_{dis}$ , y 20-40% para el  $Zn_{dis}$  frente a la masa total del metal respectivo.

Tras un análisis estadístico y una modelización geo-química de los datos recopilados en la campaña NURP, se observó que los cuatro factores más influyentes en el control de la distribución de los metales entre sus formas disuelta y bio-disponible son:

1. [SST] y tipos de sólidos.
2. pH.
3. Concentración de la masa total de metales.
4. Carbono orgánico disuelto ó [COD].

Así, cuando la concentración de sólidos en suspensión totales, [SST], aumenta, la adsorción de los metales por parte de los sólidos aumenta pues existe mayor superficie para ello. Es decir, la forma particulada (mineral) de los metales se hallará fuertemente correlacionada con los sólidos presentes. Este hecho implica que en los momentos de aguacero (Q y [SST] elevados), tendremos mayores rendimientos de eliminación de metales por sedimentación de la masa asociada a los sólidos, y las fracciones disueltas se hallarán en menor proporción.

El proceso de adsorción aumenta con el pH y, por tanto, disminuyen las fracciones disueltas y bio-disponibles de los metales a medida que aumenta éste.



Cuando aumenta la masa total de los metales existe una mayor rivalidad por el proceso de adsorción y metales más débiles como el Zn aumentan su fracción disuelta y bio-disponible.

La presencia de COD hace que aumente la fracción disuelta de los metales presentes a la vez que hace disminuir la fracción bio-disponible.

Los estudios llevados a cabo mediante el empleo del modelo de simulación MINTEQA2 en base a los datos de la campaña nacional NURP, comparados con los límites de toxicidad aguda en calidad de aguas del *Quality Criteria for Water* de la EPA (1986-1987), lleva a observar que las fracciones disuelta y bio-disponible violan estos límites con una frecuencia mucho menor que en el caso de que se consideren las concentraciones de masa total de los metales estudiados. Recordemos que estos límites están en función de la dureza del agua, ya que a mayor dureza, menor grado de toxicidad para un mismo metal.

De los datos de el NURP para la ciudad de Fresno y Salt Lake City se dedujo que el grado de presencia en cuanto a concentraciones, va de mayor a menor de la siguiente forma: cinc, plomo, cobre. Así, la concentración de la masa total de cinc resulta del orden de  $10^{-6}$ M, en cambio para el cobre y el plomo, es del orden de  $10^{-7}$ M. El grado de toxicidad de los mismos va de mayor a menor de la siguiente forma: cobre, cinc y plomo.

Como se aprecia, el cobre, el metal de mayor grado de toxicidad, se presenta con menor intensidad en las aguas pluviales. El cinc, de toxicidad media, se presenta, en cambio, con mayor abundancia y, además, se manifiesta con mayor frecuencia de forma disuelta y bio-disponible que el cobre y el plomo. De ahí que, en global, la problemática del cinc sea la más preocupante de todas.

Fuente	Concentración total en $\mu\text{g/l}$		
	Cu	Pb	Zn
<b>NURP</b>			
CMS, ciudad mediana	34	144	160
Percentil 90, ciudad mediana	93	350	500
<b>Criterio de toxicidad aguda</b>			
Dureza=50 mg/l $\text{CaCO}_3$	9	34	65
Dureza=100 mg/l $\text{CaCO}_3$	18	32	117
Dureza=200 mg/l $\text{CaCO}_3$	34	197	211

Tabla 3-20. Comparación de los valores de contaminación de la NURP y los límites de toxicidad aguda.



### 3.2.3 Redes unitarias y separativas en tiempo de lluvia.

A continuación se presentan una serie de fenómenos generales observados en redes separativas y unitarias acompañadas de unos valores significativos que los acotan (OTV, 1994).

En redes separativas de aguas pluviales:

- Las concentraciones de SS y DQO son muy importantes, y pueden ser superiores a las de las redes unitarias en tiempo seco y en tiempo de lluvia.
- Los SST tienen una composición fundamentalmente mineral (la fracción orgánica es del orden del 30%).
- La relación de biodegradabilidad (DQO/DBO<sub>5</sub>) es débil, del orden de 4 a 6, contra los 2 a 2.5 de un agua residual de tiempo seco.
- Presencia muy importante de metales pesados y de hidrocarburos.
- Una gran parte de los contaminantes están fijados a los SS.
- La densidad de las partículas y velocidad de caída es mayor que las de las redes unitarias (importante para los procesos de decantación). La escorrentía de pequeñas lluvias es menos decantable debido a que tiene una fracción orgánica superior.
- El tamaño de las partículas transportadas es grande en general, y es tanto mayor cuanto más aumenta la intensidad de la lluvia.

En redes unitarias en tiempo de lluvia:

- La fracción mineral de los SS es del orden del 40 al 60%. La relación entre SSV/SS disminuye durante el desarrollo del suceso. Se puede pasar de 70-80% en tiempo seco a 40% en tiempo de lluvia, lo que se traduce en un aumento del contenido mineral a lo largo de los sucesos.
- La relación entre DQO/DBO<sub>5</sub> es más elevada que para tiempo seco, pero inferior a la que se detecta en redes separativas, mostrando una cierta mayor biodegradabilidad los contaminantes de una red unitaria.
- El contenido global de contaminación es importante: comparado con aguas negras urbanas, tienen concentraciones más altas en SS, DQO y metales, y están más diluidas en DBO<sub>5</sub> y ciertos contaminantes disueltos (nitrógeno y fósforo).
- Los metales pesados (Cd, Cu, Pb,...) están en una gran proporción fijados a los SS. Las cargas anuales de metales pesados son más importantes que las de las redes separativas, menos para el Pb.

Como referencia, la siguiente tabla muestra los resultados de un estudio de Cottet (Cottet, J., 1980), a partir de medidas realizadas en redes separativas, en el que se da idea de la influencia de la base de tiempo considerada en la comparación, además de los ordenes de magnitud de cargas vertidas desde un sistema unitario y un separativo.

Elemento	Base anual	Base diaria	Base horaria
SST	ER=EU/2	ER=EU/2	ER=50 x EU
DBO <sub>5</sub>	ER=EU/27	ER=EU/6	ER=4 x EU
DQO	ER=EU/9	ER=EU/2	ER=12 x EU
NTK	ER=EU/27	ER=EU/7	ER=3.5 x EU
Ptot	ER=EU/27	ER=EU/10	ER=2.5 x EU
<i>Metales pesados</i>			
Pb	ER=27 x EU	ER=80 x EU	ER=EU/2
Zn	ER=EU	ER=4 x EU	ER=EU/2
Cu	ER=EU/4.5	ER=EU/2	ER=EU/2
Cr	ER=EU/4	ER=EU/1.5	ER=EU/2
Hg	ER=EU	ER=7 x EU	ER=EU/2
Cd	ER=EU	ER=5 x EU	ER=EU/2

EU: carga de las aguas residuales urbanas

ER: carga de las aguas pluviales

Tabla 3-21. Comparación entre las cargas aportadas por las aguas residuales urbanas y las aguas pluviales (Cottet, 1980).

Se puede observar que, para ciertos elementos, la carga aportada desde los sistemas de recogida de aguas pluviales se asemeja a la vertida desde los sistemas unitarios, cuando no los supera. La base horaria puede referirse a una fracción de la misma (p. ej. 10 minutos) en la que se pueden movilizar las cargas señaladas.

Finalmente, a modo de ejemplo, para una ciudad teórica de 10.000 habitantes, la siguiente tabla muestra una comparación de la estimación de cargas vertidas para el caso de un sistema unitario, uno separativo y con proceso de depuración.

	Efluente EDAR			Sistema unitario			Sistema separativo		
	[ ] media	Flujo anual	Flujo diario	[ ] media	Flujo anual	Flujo diario	[ ] media	Flujo anual	Flujo diario
SST	20-30 mg/l	10-17 Tm	25-50 kg	200- 1000 mg/l	40-200 Tm	270- 800 kg	100- 1000 mg/l	25-100 Tm	170- 700 kg
DBO <sub>5</sub>	20-30 mg/l	10-17 Tm	25-50 kg	70-150 mg/l	15-30 Tm	100- 300 kg	10-100 mg/l	2.5-10 Tm	17-170 kg
DQO	60-90 mg/l	35-50 Tm	100- 140 kg	200- 600 mg/l	40-130 Tm	270- 1300 kg	50-600 mg/l	10-50 Tm	70-350 kg

Tabla 3-22. Comparación teórica de las cargas vertidas por los diferentes sistemas de colectores.

### 3.2.4 Acumulación y lavado de la contaminación. Primer lavado.

#### 3.2.4.1 Descripción de los fenómenos de acumulación y lavado.

Sartor, Boyd y Agardy (1974) realizaron una de las investigaciones pioneras en este campo; sus conclusiones sobre la acumulación de suciedad en la superficie de una cuenca han servido de guía para los investigadores posteriores. Estas conclusiones fueron:

- El constituyente principal de los contaminantes en la superficie de las calles es inorgánico, material mineral, similar a arena o limo.
- La cantidad de contaminantes que hay en esa zona depende del tiempo transcurrido desde la última vez que el área fue limpiada, bien manualmente bien por un aguacero.
- La cantidad de contaminantes presentes en diferentes calles es muy diferente.
- Una gran parte de la contaminación potencial está asociada con la fracción fina de los sólidos presentes en las calles.
- El cálculo de la DQO proporciona una buena base para estimar la demanda potencial de oxígeno.
- Los contaminantes no se distribuyen uniformemente a lo largo de las calles.
- La velocidad a la que un aguacero levanta la materia en forma de partículas de la superficie de la cuenca depende de tres factores: intensidad del aguacero, características de la superficie de la calle y tamaño de las partículas.
- Las prácticas habituales de limpieza son, fundamentalmente, para lograr propósitos estéticos. Incluso mediante una correcta operación y con unos programas de limpieza adecuados su eficiencia en la eliminación de la fracción fina de la suciedad de las calles es baja. El esfuerzo necesario en la limpieza viaria para eliminar la fracción más fina de la suciedad es varias veces el esfuerzo habitual en las operaciones de limpieza.
- Los imbornales con depósito son efectivos para la eliminación de sólidos inorgánicos gruesos (arena gruesa y gravilla) procedentes de la escorrentía, pero son ineficaces en la eliminación de los sólidos finos y de la mayor parte de la materia orgánica.

Diferentes autores han investigado la evolución en el tiempo de los depósitos acumulados en las superficies impermeables de las calles. En la siguiente figura se muestra esta acumulación como función del tipo de cuenca y del tiempo transcurrido desde la última limpieza o lluvia.



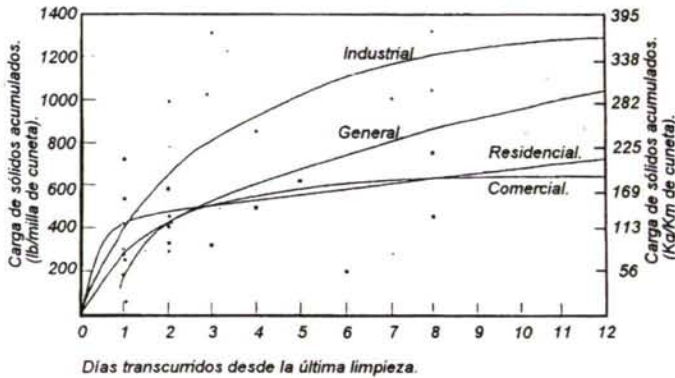


Figura 3-1. Acumulación de suciedad para diferentes tipos de cuencas (Sartor y Boyd, 1972, modificadas por Temprano, 1996)

Sutherland y McCuen (1976) propusieron las expresiones que figuran en la tabla siguiente:

Uso de la cuenca	Coefficiente de correlación	Ecuación
<b>Industrial</b>	0.91	$P_i = 391.1 \cdot (1 - e^{-0.190t})$
<b>Comercial</b>	0.71	$P_c = 140.9 \cdot (1 - e^{-0.335t})$
<b>Residencial</b>	0.49	$P_R = \frac{306.9 \cdot t}{1 + 1.3 \cdot t}$

Tabla 3-23. Ecuaciones de acumulación (Sutherland y McCuen, 1976)

La figura y tabla anteriores proporcionan la cantidad de polvo y suciedad acumulada en una cuenca determinada tras un cierto número de días de tiempo seco. Para calcular la cantidad de un cierto contaminante presente en ese polvo y suciedad es preciso recurrir a estudios de caracterización de campo. En las tablas siguientes se muestran los resultados de varios de ellos.

Parámetro	Tipo de cuenca			
	Residencial unifamiliar	Residencial	Comercial	Industrial
DBO <sub>5</sub>	5	3.6	7.7	3
DQO	40	40	39	40
CT (ufc/100ml)	1.3*10 <sup>6</sup>	2.7*10 <sup>6</sup>	1.7*10 <sup>6</sup>	1.0*10 <sup>6</sup>
N Total	0.48	0.61	0.41	0.43
P Total	0.05	0.05	0.07	0.03

Tabla 3-24. Miligramos de contaminante por cada gramo de polvo y suciedad en Chicago (APWA, 1969). CT: coliformes totales



Contaminante	Residencial (mg/g)	Industrial (mg/g)	Comercial (mg/g)	Autopistas (mg/g)
DBO <sub>5</sub>	9.19	7.50	8.33	2.3
DQO	20.82	35.71	19.44	54
Sólidos volátiles	71.67	53.57	77.00	51
NTK	1.666	1.392	1.111	0.156
PO <sub>4</sub> -P	0.916	1.214	0.833	0.61
NO <sub>3</sub> -N	0.050	0.064	0.500	0.079
Pb	1.468	1.339	3.924	12
Cr	0.186	0.208	0.241	0.08
Cu	0.095	0.055	0.126	0.12
Ni	0.022	0.059	0.059	0.19
Zn	0.397	0.283	0.506	1.5
CT (UFC/100 ml)	160.000	82.000	110.000	-
CF (UFC/100 ml)	16.000	4.000	5.900	925

2) Sartor et al., 1974

3) Amy, et al., 1975

Tabla 3-25. Contaminación asociada con polvo y suciedad en cuencas (citada en Novotny y Chesters, 1991).

La contaminación acumulada en las calles tiene más del 80% de las partículas con tamaño mayor que 100 micras. En cambio la contaminación asociada a estas partículas es de mucho menor tamaño. Así, Sartor et al. (1974) obtuvieron en sus estudios que el 77% de la DQO, 57% de la DBO, 59% del NTK y el 51% de los metales asociados al polvo y suciedad de las calles tienen un tamaño de partículas menores que 100 micras. En la siguiente tabla se detallan los valores típicos de la contaminación asociada al polvo y suciedad recogidos de las cunetas de las calles para diferentes usos del suelo.

Elemento	Residencial (mg/l)	Industrial (mg/l)	Comercial (mg/l)	Autopistas <sup>1</sup> (mg/l)
DBO <sub>5</sub> <sup>2</sup>	9.16	7.5	8.33	2.3
DQO <sup>2</sup>	20.82	35.71	19.44	54
Materia volátil <sup>2</sup>	71.67	53.57	77	51
NTK <sup>2</sup>	1.666	1.392	1.111	0.156
PO <sub>4</sub> -P <sup>2</sup>	0.916	1.214	0.833	0.61
NO <sub>3</sub> -N <sup>2</sup>	0.05	0.064	0.5	0.079
Pb <sup>3</sup>	1.468	1.339	3.924	12
Cr <sup>3</sup>	0.186	0.208	0.241	0.08
Cu <sup>3</sup>	0.095	0.055	0.126	0.12
Ni <sup>3</sup>	0.022	0.059	0.059	0.19
Zn <sup>3</sup>	0.397	0.283	0.506	1.5
CT (UFC/g) <sup>2</sup>	160000	82000	110000	-
CF (UFC/g) <sup>2</sup>	16000	4000	5900	925

Tabla 3-26. Valores típicos de la contaminación asociada al polvo y suciedad de calle para diferentes usos del suelo (fuente: citado en Novotny y Chesters, 1981)

<sup>1</sup> Shaheen, 1975; <sup>2</sup> Sartor, et al., 1974; <sup>3</sup> Amy, et al., 1975

Cano y Tejero (1996) midieron en una cuenca urbana de Santander los valores que se presentan a continuación. Obsérvese que, en general, los valores son muy parecidos a los que se presentan en la tabla anterior.

Contaminante	Media	Rango
Polvo y suciedad (Kg/Km cuneta/día)	35	25-42
DBO5 (mg/g)	3.32	
DQO (mg/g)	50.06	45.92 – 54.55
N-NH4 (mg/g)	0.003	0.001 – 0.006
NO3-N (mg/g)	0.005	0.0049 – 0.0052
NO2-N (mg/g)	0.0009	0.0002 – 0.0013
PO4-P (mg/g)	0.083	0.060 – 0.115
CT (UFC/gramo)	$2.5 \cdot 10^6$	

Tabla 3-27. Fracciones de diferentes contaminantes presentes en el polvo y suciedad acumulados en una cuenca urbana de Santander (Cano, 1996).

Sartor y Boyd (1977) detallaron los diferentes mecanismos implicados en el lavado superficial de los contaminantes de las calles; en líneas generales el proceso consta de:

- Separación del contaminante de la superficie de la calle.
- Transporte de las partículas hacia las cunetas.
- Transporte de las partículas desde las cunetas hacia la red de saneamiento.
- Transporte dentro de los conductos.

Los contaminantes son eliminados de la superficie por dos mecanismos que parecen actuar simultáneamente:

- Las fracciones solubles van en disolución y las posteriores gotas de lluvia originan una turbulencia que favorece la mezcla y proporcionan un aporte continuo de disolvente limpio.
- La materia en forma de partículas y con tamaños que van desde granos de arena hasta coloides se desagrega por el impacto del agua de lluvia que cae. Una vez desagregadas las partículas pueden mantenerse en un estado de pseudosuspensión debido a la turbulencia creada por las gotas de lluvia adicionales.

Estos autores sugieren que estos procesos pueden ser muy fácilmente descritos cualitativamente pero que era preciso, estamos en el año 1977, más información que considere todas las variables implicadas para poder conseguir una descripción cuantitativa, lo cual es mucho más difícil.

Ranchet y Deutsch (1982) estiman que la influencia preponderante respecto a las concentraciones máximas de un contaminante en el polutograma se debe a la intensidad máxima de la lluvia y a la duración del tiempo seco previo a la misma.

La velocidad a la que un aguacero lava la materia en forma de partículas de la superficie de la cuenca parece depender de tres factores: intensidad del aguacero, características de la superficie de la calle y tamaño de las partículas. Sartor et al. (1974) propusieron la ecuación siguiente para evaluar la masa de contaminante correspondiente a un cierto tamaño lavada por un aguacero:

$$N_c = N_o \cdot (1 - e^{-krt})$$

Donde:

$N_o$  = Masa inicialmente acumulado de partículas de un cierto tamaño.

$t$  = Duración del aguacero.

$N_c$  = Masa de las partículas lavadas tras un tiempo " $t$ ".

$R$  = Intensidad de la lluvia.

$k$  = Constante.

La constante " $k$ " depende del tipo de superficie, pero parece ser independiente del tamaño de las partículas. Observaron que las superficies con pavimento rugoso mostraban valores más elevados de  $N_c$ . Por ejemplo, las calles asfaltadas tenían cargas un 80% superiores a las del hormigón.

En la siguiente figura se muestran curvas de lavado, fruto de un trabajo experimental, para varios tipos de superficies e intensidades.



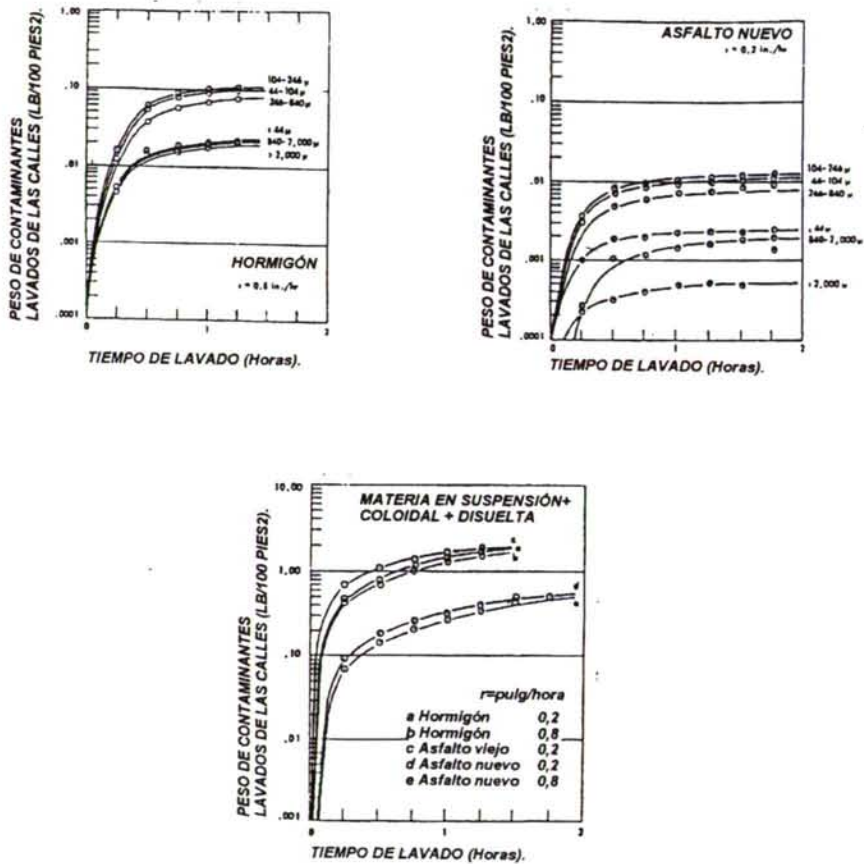


Figura 3-2. Curvas de lavado de sólidos acumulados en la superficie de la calle mediante un sistema de riego (Sartor y Boyd, 1972, modificadas por Temprano, 1996).

Overton y Meadows (1976) mencionan un estudio para la EPA de Amy et al. (1974) en el que se obtuvieron los resultados de la siguiente tabla. Ésta muestra el porcentaje de contaminantes eliminados de la superficie de la calle en función de la intensidad de la lluvia y de su duración. Los resultados deben interpretarse para una superficie de área elemental. Se puede observar que la eliminación es mayor en los momentos iniciales del aguacero (escorrentía) y que se reduce a medida que pasa el tiempo.

Intensidad (mm/h)	Duración de la escorrentía (horas)							
	0.25	0.5	1	2	3	4	5	6
2.5	10.9	20.5	36.0	60.1	74.9	84.1	90.0	90.0
5.1	20.5	36.9	60.1	84.1	>90.0	>90.0	>90.0	
7.6	29.1	49.8	74.9	>90.0				
10.2	36.9	60.1	84.1					
12.7	43.7	68.3	90.0					
15.3	49.8	74.8	>90.0					
17.8	55.3	80.0						
20.3	60.1	84.1						
22.9	64.5	87.4						
25.4	68.3	90.0						

Tabla 3-28. Porcentaje de contaminantes eliminados en función de la intensidad de la lluvia y de su duración.

Andren et. al. (1975) estimaron que el porcentaje de eliminación depende de la lluvia total y no de la intensidad de la lluvia. La ecuación que propusieron es:

$$\% \text{ Eliminación} = \left( 1 - e^{\frac{-P}{0.55}} \right) \cdot 100$$

En donde:

$P$  = Centímetros totales de la lluvia

Para superficies diferentes a las de las calles hay que modificar el valor de 0.55. Es decir, para superficies más rugosas que las de las calles se necesita más agua (escorrentía) para eliminar la misma cantidad de material.

Barkdoll, Overton y Betson (1977) propusieron que las tasas de eliminación son específicas de cada contaminante y que, por lo tanto, ningún modelo puede definir la eliminación de todos los contaminantes. La eliminación es función de la escorrentía total y está solo parcialmente influenciada por la intensidad.

Akan (1989) estima que antes del comienzo del flujo superficial el impacto de las gotas de agua originará el "despegue" de los contaminantes de la superficie impermeable de la calle. La siguiente figura muestra la relación entre la energía-intensidad de la lluvia y la erosión del suelo. La energía cinética de la lluvia es función del diámetro de las gotas de lluvia y de la velocidad de estas al llegar a la superficie (Wischmeier y Smith, 1958)

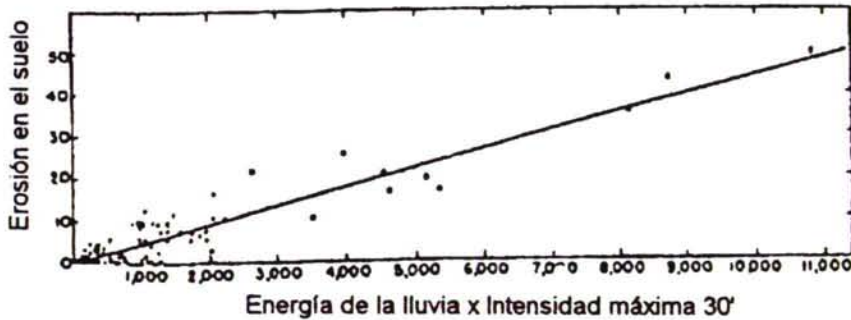


Figura 3-3. Relación entre la energía-intensidad de la lluvia con su efecto erosivo sobre una superficie (Wischmeier y Smith, 1958, modificada por Temprano, 1997).

#### 3.2.4.2 Primer lavado.

El concepto de primer lavado hace referencia al hecho de que durante la primera fase del hidrograma generado durante un suceso de tormenta (primeros minutos, variable), se presenta la mayor parte de la contaminación asociada al suceso (Schueler, 1987). Este fenómeno no se tiene que dar necesariamente en una cuenca determinada, y dependerá de diversos factores tal y como se analiza en la tesis doctoral de Temprano (1997) "Criterios de dimensionamiento de depósitos de tormenta para Santander". Su expresión matemática y criterios de evaluación se resumen a continuación:

1.  $M(t) \geq V(t)$ ; (Helsel et al. 1979).
2.  $M(t) \geq 0.5$  y  $V(t) \leq 0.25$ ; (Wanielista y Yousef 1993).
3.  $M(t) \geq 0.8$  y  $V(t) \leq 0.20$ ; (Stahre y Urbonas 1990).

Siendo  $M(t)$  y  $V(t)$  los valores de la masa de contaminación movilizada y el volumen de aguacero acumulados en el tiempo, respectivamente.

Thornton y Saul (1996), así como Pearson et al. (1986) definen el primer lavado como el período inicial de un suceso de lluvia-escorrentía en el que la concentración de contaminante es significativamente superior a la observada durante las etapas posteriores del aguacero.

De entre los factores que influyen en el primer lavado cabe mencionar (Gupta et al., 1996):

- Hora del día
- Condiciones de tiempo seco
- Duración del periodo de tiempo seco previo
- Magnitud y características del contaminante en tiempo seco.



- Caudales de lluvia
- Características de la red de alcantarillado.
- Forma y área de la cuenca drenante
- Sedimentos acumulados en la red.

En cuanto al área de la cuenca drenante, cabe decir que hasta la fecha y tras los estudios realizados, se viene a coincidir en que el suceso de primer lavado se produce en cuencas de menos de 10 Km<sup>2</sup>, tal y como parece confirmarse en la norma ATV A-128 "Standards for the dimensioning and design of stormwater structures in combined sewers" (1992).

Gupta et al. (1996) estudiaron dos cuencas en el Reino Unido (Great Harwood y Clayton-Le-Moors). Las lluvias registradas en esas zonas, junto con los correspondientes polutogramas de escorrentía, permitieron establecer a estos investigadores las máximas concentraciones y flujos contaminantes de SST. En la tabla siguiente pueden observarse estos valores clasificados en función de la intensidad del aguacero y de la época del año.

Intensidad mm/h	Great Harwood				Clayton-Le-Moors			
	Conc.máx. SST (mg/l)		Flujo máx. SST (g/s)		Conc.máx.SST (mg/l)		Flujo máx. SST (g/s)	
	Verano	Invierno	Verano	Invierno	Verano	Invierno	Verano	Invierno
> 15	1350	-	550	-	1000	-	575	-
10 – 15	-	-	-	-	600	500	250	250
5 – 10	700	1400	475	275	400	500	115	115
< 5	450	900	365	200	200	500	30	80

Tabla 3-29. Concentraciones y flujos contaminantes máximos para varias intensidades de lluvia en diferentes épocas del año (Gupta et al., 1996)

En ambas cuencas los aguaceros superiores a 15 mm/h se producían en verano y tenían periodos de retorno superiores a 4 meses. Por tanto, estos investigadores sugieren que además de usarse como lluvia de diseño para dimensionamiento hidráulico también se empleen para el control de la contaminación.

Un método muy sencillo (Griffin, 1980) para estimar si se produce el primer lavado consiste en representar en unos ejes cartesianos el porcentaje de volumen de escorrentía frente al porcentaje de masa de contaminación que ha atravesado la sección de control. Si los puntos se sitúan en una recta de 45° no hay primer lavado. El grado de alejamiento hacia la parte superior izquierda de dicha recta indica el grado de primer lavado existente.

Esta curva puede ajustarse a una expresión del tipo:

$$Y=X^a$$

Donde:

Y = porcentaje de la carga contaminante.

X = porcentaje del volumen de escorrentía.

El valor de "a" caracteriza el grado de desviación de la curva respecto de la recta situada a 45°.

Sthare y Urbonas (1990) sugieren que se da un primer lavado fuerte cuando el 20% de la escorrentía contiene el 80% de la masa de contaminante.

Saget et al. (1996) consideran que se origina primer lavado cuando, al menos, el 80% de la carga contaminante es transferida en el primer 30% del volumen, es decir,  $a < 0.185$ . Estos autores, de un estudio de 80 aguaceros de 7 cuencas separativas, más 117 lluvias de 7 cuencas unitarias, elaboraron la tabla siguiente:

Contaminante	Tipo alcantarillado	Mínimo	Medio	Máximo	Desviación estándar
SS	Pluviales	0.152	0.769	2.023	0.307
	Unitario	0.274	0.926	1.506	0.186
DQO	Pluviales	0.282	0.681	1.375	0.215
	Unitario	0.265	0.852	1.233	0.171
DBO <sub>5</sub>	Pluviales	0.271	0.669	1.379	0.238
	Unitario	0.449	0.832	1.203	0.170

Tabla 3-30. Rangos de valores del parámetro "a". Saget et al., 1996.

Esta tabla muestra que hay gran diferencia entre los valores reseñados, lo que indica que hay diferencias entre dos lluvias, es decir, las curvas de una cuenca no pueden sustituirse por una curva media sin una gran pérdida de información.

La mayoría de los parámetros "a" oscilan, en redes separativas, entre 0.185 y 0.862, y en redes unitarias, entre 0.185 y 1.159. De acuerdo con el criterio antes mencionado, estos autores solo detectaron primer lavado en un único caso, concluyendo que este fenómeno es poco frecuente y no debe usarse para elaborar una estrategia de control y tratamiento.

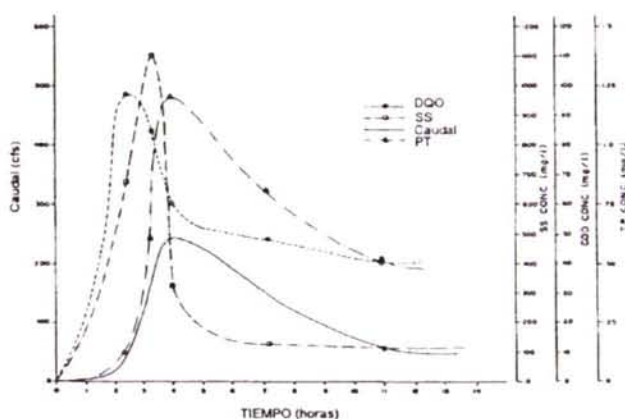


Figura 3-4. Efecto del primer lavado en función de las concentraciones punta y finales del polutograma (Di Toro y Samall, 1979, modificada por Temprano, 1997).

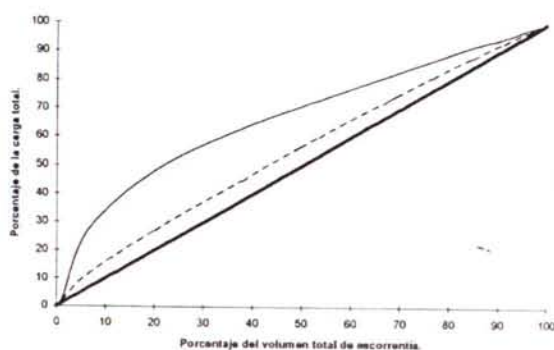


Figura 3-5. Porcentaje de la carga total movilizada en función del volumen total de escorrentía.

### 3.3 TÉCNICAS DE ESTUDIO Y CARACTERIZACIÓN DE LA CONTAMINACIÓN ASOCIADA A LAS AGUAS DE ESCORRENTÍA URBANA

#### 3.3.1 Introducción

Actualmente, se admite que el control de los TGEU's debe realizarse bajo el principio de la "Gestión Integrada", considerando todas las relaciones que se establecen entre: a) lluvia, b) superficie de cuenca, c) sistema de colectores, d) estación depuradora y e) medio receptor (Marsalek-Sttimhar,



1994) aplicando siempre los que son definidas como las "Técnicas de gestión de la escorrentía urbana" (TGEU, o BMP "Best Management Practices" en la literatura anglosajona) (Horner, Skupien, 1994). Para poner en práctica estas medidas se necesita tener un buen conocimiento de los siguientes puntos:

1. Objetivos de calidad del agua en el medio receptor.
2. Medida y análisis de las lluvias.
3. Modelos de transformación de lluvia-escorrentía.
4. Hidráulica de colectores.
5. Existencia de estructuras singulares en la red de colectores.
6. Caracterización (caudales, concentraciones, distribución granulométrica de los sólidos) y modelización de los reboses.
7. Comportamiento de la estación depuradora frente a variaciones de caudal y de carga.
8. Capacidad autodepuradora del medio receptor.

Los impactos de los R.A.U. pueden ser muy negativos. Determinan una pérdida muy importante de la eficacia del sistema, cuyo fin es la protección del medio acuático receptor. Las insuficiencias de la red de drenaje frente a la lluvia da lugar a inundaciones en la cuenca, con las consiguientes molestias al ciudadano y los demás problemas que en general conllevan. La incorporación de sistemas de control y tratamiento de estos reboses (SCTR), determina una nueva relación entre las fuentes de contaminación y caudal, los sistemas de transporte y depuración, y el medio receptor.

Las cargas contaminantes anualmente vertidas al medio receptor por las aguas de escorrentía son del mismo orden de magnitud que las vertidas por la red de aguas residuales tras tratamiento convencional, al menos para contaminantes como los sólidos en suspensión. Los vertidos de nutrientes y metales pesados desde sistemas separativos, y por R.A.U. desde sistemas unitarios, son comparables, calculados por área de superficie pavimentada.

A continuación se presentan los métodos más habituales empleados en la estimación de estas cargas contaminantes. La elección de un método u otro dependerá de los objetivos del estudio y de la información de la que dispongamos para su aplicación.

### **3.3.2 Métodos para estimación de las cargas de contaminantes.**

El nivel de aproximación a utilizar en un estudio de caracterización de la contaminación aportada por las aguas pluviales será función de los problemas de impacto sobre la calidad de las aguas que sea necesario estudiar o solucionar en el medio receptor. Es decir, será función de los objetivos que se persigan que, a su vez, quedarán condicionados por los recursos disponibles.

Wu y Ahlert (1978, citados en ASCE, 1993) propusieron la siguiente jerarquización de los numerosos métodos para estimar las cargas de contaminación de las aguas pluviales o de los reboses de alcantarillado unitarios:

- a) *Métodos de orden cero*: Estiman las cargas de contaminación de las aguas pluviales de un área utilizando exclusivamente datos encontrados en la bibliografía. Este método es el más simple, puede ser muy inexacto, y debe ser utilizado solo para determinar cargas medias anuales. La mejor fuente de información disponible son los datos del "Nationwide Urban Runoff Program" (NURP) de la EPA (EPA, 1983).
- b) *Métodos directos o racionales*: Si la escorrentía de una lluvia y las concentraciones del polutograma son independientes, el cálculo directo o racional de las cargas es el producto de la concentración media por el volumen medio. Se puede calcular el volumen de la descarga y la concentración media utilizando una de las varias aproximaciones disponibles, que incluyen: (1) datos publicados de una cuenca con similares características, (2) datos de campo observados de la cuenca en cuestión, y (3) ecuaciones de regresión obtenidas en otros estudios. El cálculo directo de las cargas contaminantes se puede aplicar para calcular tanto cargas anuales como cargas de sucesos aislados. El método más sencillo para estimar las cargas de contaminación en las aguas pluviales emplea lo que anteriormente se definió como "concentración media del suceso", CMS. Este método se basa en que la concentración del contaminante es constante a lo largo de todo el suceso. Las cargas estimadas dependerán de la fiabilidad con que se ha calculado la CMS y de los caudales registrados. La CMS se define como el cociente entre la masa total  $M$  del contaminante y el volumen total  $V$  registrados (Huber, 1993). Matemáticamente se expresa como:

$$CMS = \frac{M}{V} = \frac{\int C(t) \cdot Q(t) \cdot dt}{\int Q(t) \cdot dt}$$

donde  $C(t)$  es la concentración de contaminante en el instante  $t$  y  $Q(t)$  es el caudal descargado en el instante  $t$ . La CMS representa una media ponderada al caudal de la concentración del elemento en cuestión y por tanto se expresa en unidades de mg/l. La masa total asociada al suceso se puede obtener, por tanto, multiplicando la CMS por el volumen total de la escorrentía generada.

El uso de las CMS es adecuado para poder evaluar los efectos de las descargas de las aguas pluviales - bien a través de los RAU, bien debido a vertidos directos de los sistemas separativos - sobre el medio receptor. Los sistemas receptores responden relativamente despacio a los "inputs" provenientes de las aguas pluviales, sobre todo si se compara con la alta variabilidad de las concentraciones de los diferentes elementos de la escorrentía durante un suceso de lluvia, y de un suceso a otro. De ahí que la CMS sea un parámetro importante y suficientemente representativo en la mayoría de los casos.

Si se emplea la CMS - suceso registrado - en un modelo se podrá estimar con suficiente precisión la carga total del suceso independientemente de



como varíe la concentración del elemento durante el episodio de lluvia estudiado. En cambio si lo que se pretende es simular varias lluvias, el empleo de una CMS incurrirá inevitablemente en un mayor error.

- c) *Métodos estadísticos*: Los métodos estadísticos emplean técnicas tales como regresiones, correlaciones y análisis de frecuencias para predecir las cargas de contaminación de las aguas pluviales y de los reboses. Normalmente, en las correlaciones se consideran factores específicos de la cuenca que se estudia tales como precipitación, características de la cuenca, tipos de actividades que se realizan en la misma, densidad de población, etc., es decir, esencialmente se trata de emplear relaciones empíricas resultado de relacionar las cargas de contaminación (concentraciones y masa) existentes en red con características hidrológicas y de cuenca que tengan influencia en la contaminación de dichas aguas. Es decir, un análisis de regresión que permita, por ejemplo, predecir el efecto de primer lavado de cuenca a fin de permitir un dimensionamiento óptimo de medidas correctoras (por ejemplo, depósitos de retención fuera de línea).

Las mejores descripciones de estos aspectos se pueden encontrar en el informe del NURP publicado por la EPA en 1983. Los métodos estadísticos pueden ser también útiles para examinar los datos de campo de un lugar con el propósito de identificar parámetros que afectan a las cargas de contaminación difusa.

- d) *Métodos descriptivos o de modelización*: Los métodos descriptivos de estimación de cargas de contaminación de aguas de escorrentía tratan de forma determinista los mecanismos lluvia/escorrentía que afectan a la contaminación de las descargas de aguas pluviales desde la cuenca. Estos mecanismos pueden, normalmente, representarse por expresiones matemáticas que se incorporan dentro de programas de simulación de la cantidad y calidad del agua. La gama de modelos existente es amplia y variada en función de su complejidad. En lo que se refiere a la calidad de las aguas pluviales, los modelos más sencillos calculan las cargas de los contaminantes en el volumen de escorrentía generado durante los sucesos de tormenta, además de la concentración media del suceso (CMS o EMC, "Event Mean Concentration" en la literatura anglosajona). Estos modelos son útiles para el cálculo de las cargas anuales de contaminación siempre y cuando se hayan estimado los coeficientes de escorrentía y CMS para cada contaminante mediante el registro de un número mínimo necesario de sucesos (Thomson, McBean, Snodgrass y Mostrenko; 1997). En el otro extremo se encuentran los modelos sofisticados y complejos - a la vez que ávidos de información -, que intentan simular los procesos de acumulación-lavado de contaminantes en la cuenca y su transporte a través del sistema de drenaje hasta el punto de interés (HEC, 1977; Huber y Dickinson, 1988; Roesner et al., 1988 y Sutherland y Jelen, 1993). La complejidad de estos modelos evidentemente es un obstáculo para su uso (ej.- proceso laborioso de calibración y validación) pero por otro lado representan una herramienta muy útil y flexible a la hora de elaborar un programa de gestión integral que contemple diseños efectivos para las diferentes técnicas de gestión de la



escorrentia urbana con el fin de minimizar la contaminación vertida a medio receptor.

Actualmente existen modelos sofisticados (QSIM, HR Wallingford, MOUSETRAP, etc.) que simulan la hidráulica y la contaminación de las aguas en alcantarillado. Igualmente ocurre para la evaluación del impacto que tienen los vertidos y/o reboses de dichas aguas sobre el medio receptor (MIKE 11, MIKE21, WASP, SMS, etc.). Dichos modelos son empleados, entre otros objetivos, para la correcta ubicación y dimensionamiento de los sistemas de control y tratamiento dentro de la cuenca de drenaje urbana objeto de estudio, con el fin de optimizar la relación beneficio-coste ambiental. Dichos modelos requieren de mucha información de campo para su calibración y validación, muchas veces inexistente, por lo que en la mayoría de los casos, al menos hoy en día, son relegados esencialmente a un uso en investigación.

Tal como ya se han citado en los párrafos anteriores, en la estimación de la contaminación que es aportada por los RAU y los vertidos directos de aguas pluviales se pueden utilizar tres tipos de aproximaciones. Estos tipos de aproximación, o niveles, representan la transición desde una relativamente simple carga media anual hasta una detallada representación de la contaminación durante un suceso de tormenta.

A continuación se presenta otro enfoque (EPA, 1976, citada en ASCE, 1993) en la metodología de estudio para la estimación de las cargas contaminantes:

- a) *Nivel I* - Cargas medias anuales aportadas por las tormentas: este nivel de aproximación estima la carga total de contaminación aportada por las aguas pluviales desde un cuenca urbana o un área urbana durante un año. Este tipo de información es útil cuando se estudian problemas de calidad de aguas a largo plazo, tales como problemas de eutrofización, cargas de tóxicos con efectos crónicos, sedimentación, etc. Son datos útiles para obtener un orden de magnitud, por ejemplo, entre la carga contaminante aportada anualmente por CSO o escorrentía urbana y la aportada por las depuradoras, etc.
- b) *Nivel II* - Cargas asociadas a sucesos de tormenta: este nivel de aproximación estima la distribución de cargas asociadas a cada suceso de tormenta a lo largo de un año e indica la variabilidad de la contaminación total movilizada o generada en cada suceso de tormenta. Este nivel de detalle puede ser necesario cuando se analizan sucesos o problemas transitorios de contaminación tales como problemas de oxígeno disuelto o problemas con concentración de bacterias, etc.
- c) *Nivel III* - Variación de la carga durante un suceso de tormenta: este nivel de aproximación describe la carga de un suceso de tormenta en función del tiempo en cada suceso. Este nivel de aproximación

permite estudiar el efecto de las diferentes fuentes de contaminación y de, por ejemplo, las variaciones en la intensidad de la lluvia. Puede indicar la existencia o no de "primer lavado" de contaminantes. Este tipo de estudios es adecuado para el diseño de estructuras de control y tratamiento de aguas de escorrentía urbana (Suárez et al., 1999).

### **3.3.3 Síntesis de los estudios realizados por diferentes autores para la estimación de cargas contaminantes**

En este apartado se resumen las principales conclusiones de los estudios seleccionados por su interés y que se adjuntan de forma completa en el Anexo II, diferenciando entre modelos estadísticos y deterministas, además de analizar la relación entre ellos.

#### *3.3.3.1 Métodos estadísticos de regresión*

El denominador común de todas las investigaciones llevadas a cabo por los autores seleccionados en apartados anteriores y que a continuación se resumen, no es otro que la búsqueda de los parámetros independientes de los modelos predictivos de las cargas movilizadas durante los sucesos de lluvia.

- Autores como Mar y Horner (1982), Kerri et al. (1985), Ellis et al. (1986) y Driscoll et al. (1990), analizaron para diferentes zonas de E.E.U.U. la posibilidad de predecir las cargas de contaminantes movilizadas durante los sucesos de tormenta en función del tráfico medio diario, llegando a expresiones satisfactorias de tipo lineal. Ellis, además, introdujo la variable "duración del tiempo seco precedente" en el análisis, llegando a la conclusión de que no es un factor determinante en el análisis de regresión cuando se emplea la CMS pero sí cuando se utiliza la masa acumulada en el tiempo.
- Howard (1981-1988) y Moxness (1986) emplearon la base de datos del estado norteamericano de Minnesota para realizar un análisis estadístico con el fin de determinar qué variables emplear para la predicción de las cargas movilizadas. La mencionada base de datos cuenta con más de 400 sucesos analizados en 7 años y para cada CMS o muestra simple se analizaron hasta 57 parámetros de contaminación de aguas, además de disponer de otros datos como caudal, lluvia acumulada, nº de días de tiempo seco precedente, densidad de tráfico, etc. El estudio se centró en: 1.- sólidos, 2.- materia orgánica, 3.- nutrientes y 4.- metales e iones. Elaboraron matrices de correlación de las cuales dedujeron las tendencias que de forma resumida se presentan en la siguiente tabla. Analizaron la misma matriz transformada logarítmica y vieron que se arrojaban mayores valores de los coeficientes de correlación que la no transformada, pero con las mismas tendencias. Estas tendencias en el comportamiento de los elementos analizados apuntan a que los SST sirven como variable para predecir las cargas de metales hallados en las aguas de escorrentía urbana, a la vez que los SDT para los iones presentes. Las correlaciones entre



cloruros y Na con los SDT, fueron achacadas al empleo de sal como medida anticongelante de los viales de circulación.

Grado de correlación de los diferentes contaminantes		
Contaminante 1	Elemento	$R^2$
Fe	SST	0.77
Pb	SST	0.71
Zn	SST	0.78
Cl <sup>-</sup>	SDT	0.99
SO <sub>4</sub> <sup>-</sup>	SDT	0.87
Na	SDT	0.75
NT	SDT	0.51
NT	COT	0.53
PT	SVT	0.73
As	SST	-0.1
As	SDT	0.78

Tabla 3-31. Grado de correlación entre contaminantes hallada por Howard y Moxness (1986).

En la matriz de correlación no se hallaron buenas correlaciones entre los SST, SDT, COT y SVT (la mayor corresponde a  $R^2_{\text{SST-COT}}=0.535$ ), por lo que se emplearon como variables independientes en un posterior análisis de regresión múltiple.

Moxness procedió a realizar un análisis de regresión simple empleando los modelos lineal, logarítmico y potencial, con los SST, SDT, SVT y COT como variables independientes, para predecir las cargas de los elementos anteriormente citados como de interés. La validez o grado de adecuación de cada modelo ensayado se determinó mediante técnicas estadísticas de análisis de la bondad de ajuste en cada caso.

Las variables dependientes fueron: 1) los metales pesados (Cr, Cu, Fe, Pb, Zn, Ni, Cd, Al) como dependientes de los SST; 2) Cl<sup>-</sup>, As, SO<sub>4</sub>, Na, Ntotal, DQO dependientes de los SDT; 3) N Kjeldahl, NO<sub>2</sub>+NO<sub>3</sub>, como dependientes del COT, y 4) Ptotal dependiente de los SVT. Estas tendencias se pueden resumir en: metales-SST, iones-SDT y nutrientes-SVT.

Los resultados arrojaron las conclusiones que resumen en la siguiente tabla:

Grado de correlación de los diferentes contaminantes		
Contaminante 1	Elemento	$R^2$
Cl <sup>-</sup>	SDT	0.99
SO <sub>4</sub> <sup>-</sup>	SDT	0.75
As	SDT	0.60
Na	SDT	0.55
DQO	SDT	0.60
NT	SDT	0.25
NT	COT	0.27
NO <sub>2</sub> +NO <sub>3</sub>	COT	0.05

Tabla 3-32. Grado de correlación entre los diferentes contaminantes



Concluyeron que los elementos nitrogenados eran difíciles de predecir en términos de SDT y COT. Los SST (fase particulada) y SSD (fase disuelta) se confirmaron como variables en la predicción de los metales pesados.

En cuanto a las relaciones con transformación logarítmica, no supusieron una mejora sensible con respecto al modelo lineal, observándose las mismas tendencias en el comportamiento de los elementos analizados.

A continuación procedió a realizar un análisis de regresión múltiple (método "step-wise") con el fin de confirmar tendencias, ensayar mejoras significativas en los coeficientes de correlación al añadir nuevas variables, y poder identificar posibles situaciones de equilibrio de los diferentes elementos entre las fracciones suspendida, disuelta y volátil, como ocurre en especial con los metales pesados analizados. El criterio empleado en este análisis de regresión múltiple fue: (1) empleo de variables independientes lógicas; (2) perseguir el principio de "parquedad" o "parsimonia"; (3) maximizar  $R^2$ ; y (4) asegurar que las constantes de regresión son estadísticamente significativas. Como consecuencia de este proceso, se llegó a las siguientes relaciones:

*Metales:*

$Cr (\mu g/L) = 0.0879 (SST) + 0.000236 (SDT)$	$R^2 = 0.764$
$Cu (\mu g/L) = 9.49 + 0.248 (SST)$	$R^2 = 0.634$
$Fe (\mu g/L) = 36.8 (SST) - 0.0638 (SDT)$	$R^2 = 0.846$
$Pb (\mu g/L) = 1.72 (SST) - 0.00286 (SDT)$	$R^2 = 0.832$
$Zn (\mu g/L) = 1.00 (SST) - 0.00216 (SDT) + 2.06 (COT)$	$R^2 = 0.910$
$Ni (\mu g/L) = 2.12 + 0.0488 (SST) + 0.0653 (COT)$	$R^2 = 0.727$
$Cd (\mu g/L) = 0.00930 (SST) + 0.000114 (SDT)$	$R^2 = 0.822$
$Al (\mu g/L) = 29.7 (SST) - 0.0620 (SDT)$	$R^2 = 0.790$
$As (\mu g/L) = 0.00541 (SDT)$	$R^2 = 0.808$

*Iones:*

$Cl^- (mg/l) = 0.575 (SDT)$	$R^2 = 0.996$
$SO_4^{2-} (mg/l) = 0.00837 (SDT) + 0.741 (COT)$	$R^2 = 0.726$
$Na^+ (mg/l) = 0.652 (SDT)$	$R^2 = 0.501$

*Nutrientes:*

$N \text{ Kjeldahl } (mg/l) = 0.0012 (SVT) + 0.0556 (COT)$	$R^2 = 0.836$
$N \text{ total } (mg/l) = 2.05 + 0.0000870 (SDT)$	$R^2 = 0.237$
$NO_2 + NO_3 (mg/l) = -0.0000217 (SDT) + 0.0325 (COT)$	$R^2 = 0.498$
$P_{total} (mg/l) = 0.00292 (SVT) + 0.00106 (SST)$	$R^2 = 0.777$
$DQO (mg/l) = 0.0479 (SDT) - 0.344(SST) + 4.21 (COT)$	$R^2 = 0.816$

Hay que resaltar la fuerte influencia del COT en la presencia de  $Zn$ ,  $SO_4^{2-}$ , compuestos nitrogenados y la DQO.

- N.R. Thomson, E.A. McBean, I.B. Monstrenko y W. Snodgras (1997) analizaron si los resultados obtenidos con una base de datos de una zona determinada podían ser aplicados a otras localidades o ámbitos geográficos, para lo cual emplearon los resultados obtenidos por Moxness y Howard. La metodología seguida se puede consultar en el Anejo II, y las principales conclusiones alcanzadas se pueden resumir en:

- *Cloruros*: es un contaminante muy dependiente de las prácticas de mantenimiento de las calzadas en épocas de hielo para cada zona. Se observa una buena extrapolabilidad para valores altos.

- *Fe*: se observa una muy buena predicción de este elemento y, por tanto, se puede decir que resulta poco sensible a las características de cuenca.

- *Zn*: muy similar al modelo del Fe con buenos resultados en la capacidad de predicción y, por tanto, en la capacidad de extrapolación de resultados.

- *Pb*: resultados buenos aunque la dependencia de factores de cuenca parece mayor, especialmente del volumen de circulación (nº de carriles).

En base al análisis realizado por estos autores, se puede concluir que los modelos de predicción de cargas movilizadas por los sucesos de tormenta en entornos urbanos permiten un cierto grado de extrapolación potencial a localidades de similares condiciones ambientales, pero que deben emplearse con cautela.

- Thomson (1996) realizó una investigación para elaborar modelos de las variables independientes utilizadas en los estudios comentados anteriormente, es decir, de los SST, SDT, SVT y COT. Para ello empleó la base de datos de Minnesota, escogiendo como variables independientes el volumen de tráfico precedente al suceso muestreado (VTPS, nº de vehículos), el tráfico medio diario (TMD, nº de vehículos) y el tráfico durante el suceso (TDS, nº de vehículos). Observó que el primero de los factores (VTPS) era el que arrojaba mejores coeficientes de correlación ( $R^2$  de VTPS con SST, SDT, SVT y COT son respectivamente 0.41, 0.32, 0.67 y 0.46). En cuanto a variables de suceso consideró cuatro: el volumen total, duración del suceso (DS), intensidad media de precipitación ( $I_{media}$ , pulgadas/hora) y número de días de tiempo seco entre sucesos (DTSP, días).

En un primer análisis de correlación lineal no observó ninguna tendencia, de ahí que investigase modelos de tipo logarítmico, potencial, inverso y exponencial para luego pasar a un análisis de regresión múltiple, asegurándose previamente de la independencia entre variables. A continuación se resumen las relaciones con mejores coeficientes de correlación:

$$\begin{aligned} \text{SST (mg/l)} &= 3.9\text{E-}4 \times \text{VTPS} \times 1.047 \times I_{media} \times 0.236 \quad R^2 = 0.412 \\ \text{SDT (mg/l)} &= 61.2 + 5.93\text{E-}4 \times \text{VTPS} - 7.28 \times \text{DS} \quad R^2 = 0.677 \end{aligned}$$



$$\begin{aligned} \text{SVT (mg/l)} &= 24.6 + 3.35E-4 \times \text{VTPS} \\ \text{COT (mg/l)} &= 10.7e(-0.131 \times \text{DTSP}) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} R^2 &= 0.495 \\ R^2 &= 0.545 \end{aligned}$$

Observando las anteriores relaciones, llegó a la conclusión de que la capacidad de predicción de los SST no era satisfactoria; que no ocurría lo mismo para los SDT en los que el coeficiente de correlación era moderadamente más significativo. Para los otros dos parámetros, SVT y COT, ocurría lo mismo que para los SST. En líneas generales, la capacidad predictiva de estas variables la calificó de relativamente pobre.

- Los "departamentos de suelos" (*U.S. Geological Survey*) y de "protección ambiental" (*U.S.-E.P.A.*) del gobierno de los Estados Unidos desarrollaron una serie de ecuaciones de regresión a nivel nacional (NRE ó "National Regresión Ecuations"), escogiendo para ello aquellas localidades en las que existía información de campo (parámetros físicos, usos del suelo, características climáticas, etc.), de modo que se pudiera expresar "lo observado" (cargas estacionales y anuales) en función de los parámetros anteriormente mencionados y así poder extrapolar al resto de la región/es con similares características.

Los elementos escogidos cuyas cargas se pretendían estimar fueron: DQO, SS, SD, NT,  $\text{NH}_4^+\text{-N}$ , P<sub>tot</sub>, P<sub>dis</sub>, Cu tot, Pb tot y Zn tot (Tasker y Driver, 1988).

El método NRE, o de las ecuaciones de regresión nacionales de USA (ver Anejo II), se basa en la hipótesis de que las variables como el área de drenaje, el grado de impermeabilización, la media anual de precipitación, la media mínima de la temperatura de enero, los diferentes usos del suelo, etc., pueden explicar las variaciones regionales de las cargas medias y contaminantes movilizados durante sucesos de tormenta a escala estacional y anual. Los coeficientes de las ecuaciones de regresión se estimaron en base al método de regresión de mínimos cuadrados mediante técnicas de análisis correlacional y niveles de significancia. En el anejo II se especifica la metodología empleada además de las ecuaciones de regresión resultantes además de el resultado de aplicarlas a la cuenca de "Santiago Este", a fin de comparar con los resultados obtenidos en base a los datos locales. Las mejores correlaciones se observaron para los SD, el P<sub>tot</sub> y el Zn<sub>tot</sub>.

### 3.3.3.2 *Los modelos conceptuales o deterministas en la estimación de las cargas de contaminación*

Durante las últimas décadas han ido proliferando modelos deterministas de transformación lluvia-escurrentía que calculan los caudales y volúmenes de aguas de escurrentía en el tiempo. Estos modelos se han ido empleando para el diseño y cálculo de estructuras hidráulicas de retención, detención y almacenamiento. En cambio, la historia de los modelos de transporte y de evolución de contaminantes es relativamente breve. Los fenómenos de transporte y dispersión de contaminantes durante sucesos de tormenta son



mucho más complejos ya que influyen más factores; tal es así que aún hoy no se conocen en profundidad (Tomanovic 1990; Bertrand-Krajewski et al. 1993; Phan et al. 1994). La capacidad de predicción de los modelos actuales en cuanto a contaminación vertida a través de los RAU's (DSU's, CSO's) es limitada.

Modelos como el SWMM, NPS, MOSQUITO, MOUSE, FLUPOL, etc. poseen una base conceptual "física" que contempla en mayor o menor medida las siguientes 5 fases:

- Depósito y acumulación sobre la superficie durante periodos de tiempo seco.
- Lavado de la contaminación acumulada sobre las superficies impermeables y permeables durante los sucesos de lluvia.
- Transporte hidráulico a través de estructuras de entrada a red (como imbornales).
- Transporte en la red de colectores.
- Transformación y reacciones en la red de colectores.

Las citadas fases dan idea de la complejidad del fenómeno. Así, mientras un modelo de transformación lluvia-escorrentia es un problema de mecánica de fluidos dependiente esencialmente de la lluvia, un modelo de contaminación implica tener en cuenta los procesos de acumulación de partículas vía atmosférica, interacciones químicas y físicas entre el agua, sólidos (solubles, no solubles, etc.) y demás fluidos (miscibles, no miscibles); interacciones hidrodinámicas entre caudales turbulentos y sólidos sedimentables; reacciones químicas entre elementos en red, etc.

Los esfuerzos encaminados a la obtención de datos experimentales, de campo, en lo que a contaminación de aguas se refiere, se realizan esencialmente para mejorar los modelos existentes basándose en un mejor conocimiento de lo que realmente está pasando en nuestras cuencas urbanas (Hemain et al. 1990; Osborn y Hutchings 1990; Bertrand-Krajewski et al. 1993).

Se pueden citar los estudios de Deletic y Maksimovic, y de Gupta y Saul:

- Los investigadores A. Deletic y C. Maksimovic han investigado en esta línea de trabajo, con el fin de: (a) un mejor conocimiento del proceso de acumulación de la contaminación sobre superficies impermeables, y (b) profundizar en el proceso de lavado de superficies impermeables. Las principales conclusiones a las que llegaron fueron:
  1. La masa movilizada en el tiempo es función de las características hidrológicas del suceso de lluvia correspondiente, recalcando la idea de que la energía cinética de las gotas de lluvia y el caudal de escorrentía generado, que aumentan con la intensidad de lluvia, juegan un papel importante en la movilización de los contaminantes.
  2. En cuanto a la duración del tiempo seco precedente (DTSP), los autores hallaron bajas correlaciones con la masa movilizada. Observaron que para la mayoría de los sucesos muestreados había

suficiente sedimento sobre la superficie de la cuenca para ser lavado durante el tiempo total del suceso en cuestión. Tan solo unos cuantos sucesos (aquellos de elevado volumen de escorrentía e intensidad de lluvia alta) tenían capacidad de lavar más sedimento que el realmente existente. Así, durante la fase final de estas lluvias intensas, se observó que decrecían los SS y Q<sub>ss</sub> (flujo másico) cuando aún no lo hacían ni el caudal ni la intensidad. Se había agotado la masa susceptible de ser lavada.

3. La DTSP tiene cierta influencia sobre la conductividad media de suceso. Este hecho apunta a que durante tiempo seco se puede esperar que existan mayor cantidad de iones sobre superficie. Este fenómeno puede estar relacionado con la desintegración de sustancias alcalinas durante tiempo seco, pero esta afirmación está actualmente siendo investigada y parece prematuro hacer cualquier tipo de aseveración al respecto. Tan solo se apunta como idea probable.
4. Los autores observaron las tendencias que se expresan a continuación de forma resumida:
  - a) El caudal de escorrentía está gobernado por la intensidad de lluvia.
  - b) Existe una fuerte correlación entre la intensidad de lluvia y el flujo másico de SS.
  - c) La concentración de sólidos en suspensión no depende fuertemente de la intensidad de lluvia. Tan solo se observó cierto grado de correlación entre la altura de lluvia y el binomio Intensidad-SS.
  - d) La correlación entre el caudal de escorrentía y el flujo másico de SS es muy fuerte.
  - e) La conductividad no correlaciona con ninguno de los siguientes parámetros: intensidad de lluvia, el caudal de escorrentía, SS, el flujo másico de SS ni con el pH.
- Kapil Gupta y Adrian J. Saul (1996) estudiaron las posibles relaciones de regresión entre las cargas de sólidos en suspensión (primer lavado de cuenca), parámetros hidrológicos de cuenca y las características del caudal en red. Llegaron a la conclusión de que la DTSP es una variable influyente en la carga de SS durante el primer lavado de cuenca y, por tanto, en el proceso de acumulación de la contaminación en superficie y red de colectores. Estos mismos resultados han sido confirmados por otros autores (Pearson et al. 1986, Stotz y Krauth, 1984, etc.).

Se ha visto cómo ciertas variables son influyentes en unas cuencas urbanas para la determinación de la contaminación movilizada, y en otras no. Intentar deducir modelos generales supondría considerar un número enorme de variables en expresiones matemáticas que habría que calibrar para cada caso en particular. Probablemente se está frente a un problema tan complejo y característico de cada zona que no quede más remedio que desarrollar fuertes campañas de campo y, mediante un análisis de los datos arrojados, deducir expresiones locales que predigan las cargas movilizadas con fiabilidad



suficiente para los objetivos que se persiguen, a la vez que servir de apoyo al proceso de diseño, calibración y validación de modelos más complejos.

### 3.4 RESUMEN DEL ESTADO DEL CONOCIMIENTO

A continuación se destacan aquellas ideas principales que se pueden concluir de los apartados anteriores:

1. La campaña NURP de la USEPA (1983) es la más extensa realizada hasta la fecha por lo que sus conclusiones resultan fundamentales. Se pueden destacar:
  - **Los metales pesados constituyen el principal de los contaminantes presentes en las aguas de escorrentía urbana.** Los límites de contaminación aguda y crónica para agua dulce son sobrepasados habitualmente. El Pb, Cu y Zn son los metales más frecuentes hallados en las aguas de escorrentía.
  - Aunque algunas ciudades mostraron valores de la concentración media superiores o inferiores a los de la media nacional estadounidense para uno o varios contaminantes, no se apreciaron correlaciones geográficas en el estudio.
  - El tipo de uso del suelo no proporciona una base estadística suficiente para predecir diferencias en la concentración media.
  - No se obtuvo correlación entre concentraciones medias y volúmenes de escorrentía, indicando que, en general, ambos factores son independientes.
  - Los resultados parecen ser relativamente uniformes en los EE.UU. No obstante, los datos muestran amplios rangos de variación en la concentración media de todos los contaminantes. Así, las concentraciones medias de un solo suceso pueden llegar a ser del orden de 5-10 veces la concentración media anual.
  - **Un solo suceso puede representar del 20-25% de la carga total anual movilizada.**
2. Los usos del suelo parecen influir en el tipo de contaminante que se moviliza además de en su forma de presentación y características. Así:
  - Las calles son fundamentalmente generadoras de sólidos, materia consumidora de oxígeno, hidrocarburos y Pb. La contaminación es esencialmente de tipo orgánico y se presenta una mayor asociación a la fase particulada de los sólidos.
  - **Los tejados son fuente de metales pesados**, en particular de Cd, Pb, Zn y Cu. La contaminación es de tipo mineral y se presenta en una mayor proporción en la fase disuelta.
  - La velocidad de sedimentación de la contaminación asociada a las calles y tejados es mucho menor que la correspondiente a los reboses de alcantarillado unitario, lo cual apunta hacia las teorías que confirman al **colector unitario urbano como un reactor biológico** en el que se dan



una serie de transformaciones que modifican las características de los contaminantes presentes, en este caso positivas desde el punto de vista del grado de decantabilidad de las partículas. Cabe apuntar en este momento que el grado de asociación de la contaminación a la masa particulada de los sólidos presentes aumenta a medida que se avanza aguas abajo por la red unitaria o zonas finales de cuenca, tanto en lo que respecta a la materia consumidora de oxígeno como a metales pesados e hidrocarburos; así, una media del 83% de estos contaminantes están asociados a la fase particulada: mientras el Pb y los HCT's lo están en todo el recorrido del ciclo urbano del agua, el Cd, Zn y Cu se hallan mayoritariamente asociados inicialmente a la fase disuelta durante la escorrentía en tejados, que es su principal fuente.

Por lo anteriormente comentado, la experiencia de la campaña NURP apunta a que **hay que realizar estudios locales para estimar adecuadamente las concentraciones medias de suceso** y, por tanto, las cargas movilizadas de los diferentes contaminantes durante los sucesos de lluvia, mientras que la forma en la que se presentan sí parece estar más definida y en relación directa con los usos del suelo.

3. Además de los usos del suelo influyen otros factores en la forma de presentación de los contaminantes:

- La diferenciación entre fases disuelta y particulada de los metales presentes en la escorrentía urbana está influenciada principalmente por el tiempo de residencia sobre pavimento, el pH de la lluvia, la naturaleza y cantidad de los sólidos presentes en el agua y el grado de solubilidad del metal en cuestión. Así, los sucesos de pH bajo y tiempo de residencia alto sobre el pavimento, presentan metales y sólidos con una fuerte asociación a la fase disuelta.
- Tras un análisis estadístico y una modelización geo-química de los datos recopilados en la campaña NURP, se observó que los cuatro factores más influyentes en el control de la distribución de los metales entre sus formas disuelta y bio-disponible son:

5. [SST] y tipos de sólidos.
6. pH.
7. [metales]<sub>total</sub>.
8. [COD].

Así, cuando la [SST] aumenta, la adsorción de los metales por parte de los sólidos aumenta pues existe mayor superficie para ello. Es decir, la forma particulada (mineral) de los metales se hallará fuertemente correlacionada con los sólidos presentes. Este hecho implica que en los momentos de aguacero (Q y [SST] elevados), tendremos mayores rendimientos de eliminación de metales por sedimentación de la masa asociada a los sólidos, y las fracciones disueltas se hallarán en menor proporción.

El proceso de adsorción aumenta con el pH y, por tanto, disminuyen las fracciones disueltas y bio-disponibles de los metales a medida que aumenta éste.

Cuando aumentan la [masa total]<sub>metales</sub>, existe una mayor rivalidad por el proceso de adsorción y, metales más débiles, como el Zn, aumentan su fracción disuelta y bio-disponible.

La presencia de COD hace que aumente la fracción disuelta de los metales presentes a la vez que hace disminuir la fracción bio-disponible.

Los estudios llevados a cabo mediante el empleo de modelos de simulación en base a los datos de la campaña nacional NURP, y comparando con los límites de toxicidad aguda en calidad de aguas del *Quality Criteria for Water* de la EPA (1986-1987), se observó que las fracciones disuelta y bio-disponible violan estos límites con una frecuencia mucho menor que si se emplean las concentraciones de masa total de los metales estudiados. Recordemos que estos límites están en función de la dureza del agua, ya que a mayor dureza, menor grado de toxicidad para un mismo metal.

4. Las tendencias en el comportamiento de los contaminantes tras los análisis de regresión apuntan a que los SST sirven como variable para predecir las cargas de metales hallados en las aguas de escorrentía urbana, los SDT para los iones presentes y los SVT con los nutrientes. De las matrices de correlación no se hallaron buenas correlaciones entre los SST, SDT, COT y SVT, por lo que pueden emplearse como variables independientes en un posteriores análisis de regresión múltiple. Se intuye por ello que la distribución de los diferentes elementos (especialmente metales pesados) entre las fases particulada y disuelta puede predecirse mediante la variable COT. Por ejemplo, un metal puede, en principio, estar asociado fundamentalmente a la fase particulada pero a la vez en equilibrio con la fase disuelta. De ahí que la presencia del metal en cuestión en las aguas de escorrentía esté influenciada tanto por la fase particulada como por la disuelta.
5. En cuanto a un análisis de extrapolabilidad de modelos de predicción de cargas con base estadística cabe decir para los siguientes elementos:
  - *Cloruros*: este es un factor muy dependiente de las prácticas de mantenimiento de las calzadas en épocas de hielo para cada zona. Se observa una buena extrapolabilidad para valores altos.
  - *Fe*: se observa una muy buena predicción de este elemento y por tanto se puede decir que resulta poco sensible a las características de cuenca.
  - *Zn*: muy similar al modelo del Fe con buenos resultados en la capacidad de predicción y por tanto en la capacidad de extrapolación de resultados.



- *Pb*: resultados buenos aunque la dependencia de factores de cuenca parece mayor, especialmente del volumen de circulación (nº de carriles).

Los modelos de predicción de cargas movilizadas por los sucesos de lluvia en entornos urbanos permiten un cierto grado de extrapolación potencial a localidades de similares condiciones ambientales, pero deben emplearse con cautela.

6. Los estudios de campo llevados a cabo con el propósito de mejorar el entendimiento de los fenómenos físicos que ocurren durante los sucesos de lluvia apuntan a:

- La masa movilizada en el tiempo es función de las características hidrológicas del suceso de lluvia correspondiente, recalcando la idea de que la energía cinética de las gotas de lluvia y el caudal de escorrentía generado, que aumentan con la intensidad de lluvia, juegan un papel importante en la movilización de los contaminantes.
- En cuanto a la duración del tiempo seco precedente (DTSP), se hallaron bajas correlaciones con la masa movilizada. Se vió que para la mayoría de los sucesos muestreados hay suficiente contaminación sobre la superficie de la cuenca para ser lavada durante el tiempo total del suceso en cuestión. Tan solo unos cuantos sucesos (aquellos de elevado volumen de escorrentía e intensidad de lluvia alta) serían capaces de lavar más sedimento que el realmente existente. Así, durante la fase final de estas lluvias intensas, se observó que decrecían los SS y Qss (flujo másico) cuando aún no lo hacían ni el caudal ni la intensidad. Se había agotado la masa susceptible de ser lavada. Para la mayoría de los sucesos, sin embargo, no se observó esta tendencia, lo cual nos lleva a pensar que, para las cuencas objeto de este estudio, habrá más materia acumulada al comienzo de un suceso de lluvia que la que es realmente capaz de lavar. Este hecho, que puede parecer intrascendente, no lo es ya que nos revela que es importante considerar otro factor, el de la situación inicial de la superficie al comienzo del suceso de tormenta (condición de contorno del problema individual), o lo que es lo mismo, la situación final de la cuenca tras el aguacero, escenario sobre el que actuará la DTSP del siguiente suceso. Puede que la correlación entre  $SS_{medio}$  y la DTSP sea baja, pero porque quizás falta un parámetro que recoja la información del comentario anterior, el cual, introducido en el análisis correlacional, podría mejorarlo significativamente. Esta idea claramente apuesta por las simulaciones dinámicas continuas, en las que se modeliza obviamente el tiempo inter-sucesos.

Así, se obtuvieron mejores resultados de correlación entre los SS y las variables hidrológicas (Qescorrentía, I lluvia) ya que son las que mejor gobiernan el proceso de lavado de las cuencas estudiadas en las que no se suele agotar la masa a lavar.



- La DTSP tiene cierta influencia sobre la conductividad media de suceso y sobre la conductividad máxima. Este hecho apunta a que durante tiempo seco se puede esperar que existan mayor cantidad de iones sobre superficie. Este fenómeno puede estar relacionado con la desintegración de sustancias alcalinas durante tiempo seco, pero esta afirmación está actualmente siendo investigada y parece prematuro hacer cualquier tipo de aseveración al respecto.

Aunque en el momento en que se escribe esta tesis el estado del arte no permite ahondar más en estos temas, cabe realizar las siguientes reflexiones al respecto para futuras investigaciones:

- Es necesario confirmar estas tendencias en el comportamiento de la contaminación urbana mediante más ensayos prolongados en el tiempo a la vez que ensayar para diferentes escalas espaciales, averiguando cómo influye el tamaño de la cuenca (mayores o menores recorridos del agua en contacto con diferentes tipos de superficie a la vez que transporte por red) en la modificación de la composición química de los elementos.
- Estos estudios permitirán conocer realmente qué le ocurre al agua durante su ciclo urbano, con lo se podrán tomar decisiones más efectivas en lo que se refiere a la eliminación de la contaminación movilizada, por ejemplo, una más eficiente colocación de SCTR's (¿cómo y dónde?) en nuestras cuencas a la hora de aprovechar mejor las propiedades físicas de la sedimentación, según esté la contaminación más o menos ligada a la fase particulada de los sólidos presentes.

### **3.5 TÉCNICAS DE GESTIÓN DE LA ESCORRENTÍA URBANA**

#### **3.5.1 Introducción**

Los beneficios de las técnicas de gestión de la escorrentía urbana pueden ser de dos tipos: control de la cantidad de agua y control de la contaminación. Controlar la cantidad de aguas de escorrentía urbana y las aguas de las redes unitarias en tiempo de lluvia puede proporcionar los siguientes beneficios potenciales (Debo y Reese, 1995):

- Prevención o reducción de los incrementos del valor punta de escorrentía causados por el desarrollo urbano.
- Mitigación de los problemas de la capacidad del alcantarillado aguas abajo.
- Recarga de los recursos de agua subterránea.
- Reducción o eliminación de la necesidad de mejoras en las infraestructuras aguas abajo
- Disminución de la erosión de los cauces (con un diseño apropiado) a través del control de la velocidad y de la reducción del caudal

El control de la contaminación del agua con las TGEU ofrece los siguientes beneficios potenciales:

- Reducción de la carga contaminante a través de deposición, reacción química y mecanismos de depuración biológicos.
- Mejoras de las características del caudal que llega a la planta de depuración.
- Beneficios estéticos y ecológicos del hábitat en lugares multiuso.
- Control de la deposición de sedimentos.
- Mejora de la calidad del agua a través de la filtración, en su caso, del agua de escorrentía.

Las técnicas de gestión de la escorrentía urbana (TGEU) se pueden clasificar desde numerosos puntos de vista. En la literatura nos encontramos con clasificaciones diferentes según los autores y con terminología aún no consensuada, sobre todo en castellano.

Dos de las clasificaciones más coherentes son las que se presentan a continuación (Temprano et al, 1996):

- Según el grado de intervención de la estructura en la red:
  - (a) Medidas no estructurales: son aquellas que no precisan una actuación en la estructura de la red y, por lo tanto, no requieren inversiones elevadas (pavimentos porosos, almacenamiento en las cubiertas, limpieza viaria, almacenamiento en las propias conducciones existentes, etc.).
  - (b) Medidas estructurales: son aquellas en las que es preciso operar en la estructura de la red o en la depuradora.

Las técnicas no estructurales se centran en la optimización del funcionamiento del sistema unitario existente, en el control reglamentario de vertidos o en la modificación de las actividades de la cuenca. Pueden ser un elemento importante en el plan de reducción de reboses de alcantarillado unitario, aunque se debe tener en cuenta que en áreas altamente urbanizadas pueden no ser alcanzables los objetivos deseados.

- Según el lugar del sistema de alcantarillado donde se apliquen:
  - (a) Control en origen: son aquellas medidas que se aplican a elementos del sistema de drenaje previamente a su incorporación a la red de saneamiento.
  - (b) Control aguas abajo: son aquellas medidas que se aplican en la red de alcantarillado o en la EDAR.



### 3.5.1.1 Control en origen

Como se exponía en el apartado anterior el control en origen se da cuando la medida tiene lugar normalmente en la superficie de la cuenca. Las técnicas de control en origen se pueden subdividir en dos categorías:

- Técnicas que reducen el caudal o volumen total de la escorrentía que entra en el sistema de alcantarillado.
- Técnicas de prevención de la contaminación que reducen la cantidad de contaminantes que entran en el sistema.

Las técnicas que buscan reducir el caudal y volumen consisten, normalmente, en construir depósitos pequeños que estén localizados cerca de la fuente, con lo cual se permite una más eficiente utilización del sistema de conducción aguas abajo. Otra forma de actuar estas TGEU en origen es infiltrar el agua en el suelo de forma no se genera ni almacenamiento ni flujos superficiales.

Estas técnicas se orientan claramente a evitar los efectos clásicos de la impermeabilización de las cuencas, tanto en caudales y volúmenes de agua como en contaminación. Son técnicas preventivas. Reducen o capturan volúmenes de aguas contaminadas, reducen el número de reboses al medio receptor, o realizan algún tipo de tratamiento simple a las aguas antes del vertido al medio. Es claro que la problemática que presenta una red unitaria es muy diferente a la que nos encontramos en una red separativa.

Si se controla un porcentaje de las aguas de escorrentía antes de que penetre en la red de alcantarillado se mejora la efectividad del sistema. Este control se puede hacer bien desviando parte de las aguas hacia sistemas que permitan o faciliten la infiltración en el suelo (zanjas drenantes, depósitos de retención, etc.) bien haciendo que el flujo atravesase medios porosos que retrasan y aplanan el hidrograma que luego puede ser introducido a la red (pavimentos porosos, depósitos de filtración en lecho de arena, etc.). El control también puede consistir en acumular agua en determinadas superficies (calle, aparcamientos, etc.).

Las instalaciones en el lugar normalmente se diseñan para controlar cortas e intensas lluvias que producen las puntas de caudal más elevadas. El volumen total de escorrentía de tales lluvias es bastante pequeño, y el tiempo de detención es relativamente corto.

Las técnicas de control en origen suelen aprovechar para realizar algún tipo de tratamiento a las aguas de escorrentía algún tipo de proceso basado en fenómenos físico o biológicos sencillo. Se podría hablar de tratamientos blandos (por utilizar una terminología similar a la utilizada en depuración de aguas residuales urbanas) o naturales.



Entre las técnicas “blandas” se pueden citar los sistemas de infiltración, las lagunas ó estanques, las cunetas filtrantes, los filtros de arena, etc. Algunos de los procesos ó mecanismos que se van a utilizar en las diferentes técnicas “blandas” de gestión de las aguas de escorrentía se presentan en la siguiente tabla (modificada de Debo, 1995).

CONTAMINANTE	SISTEMAS DE INFILTRACIÓN	SISTEMAS DE ALMACENAMIENTO	SISTEMAS QUE UTILIZAN VEGETACIÓN	HUMEDALES
DBO <sub>5</sub>	Biodegradación	Biodegradación	Biodegradación	Biodegradación
Compuestos orgánicos tóxicos	Adsorción Biodegradación	Adsorción Sedimentación Biodegradación Volatilización	Adsorción	Adsorción Sedimentación Biodegradación Volatilización
Sólidos	Adsorción	Sedimentación	Filtración	Adsorción Sedimentación
Nutrientes	Adsorción	Bioasimilación	Bioasimilación	Bioasimilación
Aceites y grasas	Adsorción	Adsorción Sedimentación	Adsorción	Adsorción Sedimentación
Metales pesados	Adsorción Filtración	Adsorción Sedimentación	Filtración	Adsorción Sedimentación
Patógenos	Filtración	Sedimentación	No es aplicable	No es aplicable

Tabla 3-33. Técnicas blandas de gestión de la escorrentía urbana

Uno de los mejores mecanismos de eliminación es la mezcla de los procesos de adsorción y sedimentación; esto se debe a que muchos contaminantes de la escorrentía se encuentran en forma particulada sedimentable. Los metales pesados y sustancias orgánicas solubles se adsorben fácilmente a la materia en suspensión, como ya se ha comentado, favoreciendo así su sedimentación. Una vez sedimentados, los contaminantes se degradan generalmente por vía biológica al ser asimilados, por la biota microbiana o por la vegetación, a través de sus raíces (Debo, 1995, citado por Jiménez, R, 1999).

Dentro de las técnicas de control en origen que se basan en prácticas de prevención se pueden citar:

- **Limpieza de las calles:** La suciedad de las calles es una de las fuentes principales de ciertos contaminantes que van a parar al medio receptor a través de los reboses de alcantarillado unitario o de los vertidos directos de las redes separativas, de ahí que la limpieza de las calles se considere una técnica de gestión. La efectividad de la limpieza de las calles depende del régimen de lluvias, de la frecuencia de la limpieza y de otros factores tales como la densidad de circulación y del tipo estacionamiento de vehículos en las calles.
- **Programas de educación pública:** El objetivo prioritario de educación para el control de la contaminación de los reboses de alcantarillado

unitario es la concienciación de los ciudadanos en temas de protección ambiental de los hábitats acuáticos que reciben las descargas. Un aspecto importante de un programa de educación pública es la adecuada gestión del vertido de objetos de usos sanitario y de higiene personal dentro de las viviendas. Así, un estudio del "New York City Department" (1993) demostró que, aunque este tipo de objetos representan alrededor de un 5% de los flotantes descargados por los reboses son los que causan mayor impacto en la ciudadanía.

- Programas de gestión de residuos: Aceites, pinturas, productos de limpieza, cierto tipo de residuos domésticos, lijas, etc., son algunos de los residuos que pueden entrar en la red de alcantarillado y ser arrastrados al medio acuático por los reboses. Una gestión adecuada de estos materiales requiere, en primer lugar, la concienciación ciudadana a través de programas de educación pública y, en segundo lugar, un programa efectivo de gestión de residuos.
- Control de fertilizantes y pesticidas: Los fertilizantes y pesticidas lavados durante los sucesos de lluvia de la superficie urbana, especialmente en zonas de parques, contribuyen notoriamente al incremento de contaminación en las escorrentías y en los reboses.
- Control de la erosión del suelo: Controlar la erosión de los suelos es importante pues las partículas del suelo llevan asociadas nutrientes y metales, además de contribuir a los procesos de sedimentación en la red. Las principales fuentes a controlar en entornos urbanos son los parques y las zonas en construcción. Una posible solución en parques sería limitar ciertos tipos de usos del suelo y, por ejemplo, aumentar las zonas con vegetación.
- Control de la escorrentía de zonas comerciales e industriales: Zonas como las gasolineras, las inmediaciones de estaciones de ferrocarril, zonas de aparcamiento de vehículos, etc., son fuentes importantes que contribuyen muy significativamente a la contaminación de las aguas entrantes a la red, especialmente de ciertos contaminantes tales como aceites y grasas, hidrocarburos, sólidos, etc.

El control en origen presenta las siguientes ventajas:

- Proporciona gran flexibilidad para elegir el lugar para la instalación.
- Se puede estandarizar el diseño de la unidad de almacenamiento o infiltración.
- Se puede incrementar la eficiencia del sistema de conducción aguas abajo existente.
- El control del caudal en tiempo real puede incrementar la capacidad del sistema.

Y los siguientes inconvenientes:

- El mantenimiento y la regulación son difíciles y costosos ya que hay que inspeccionar un gran número de unidades que proporcionan el mismo nivel de protección que menos y más grandes controles aguas abajo.
- No son normalmente efectivos para controlar las inundaciones en zonas muy aguas abajo.

#### 3.5.1.2 Control aguas abajo

El control aguas abajo se da cuando la medida tiene lugar al final de una gran cuenca, en una subcuenca de una cuenca o en una estación depuradora de aguas residuales. Con el control aguas abajo el volumen de almacenamiento se concentra en menos emplazamientos. Estas instalaciones proporcionan más almacenamiento que las de control en origen. Suelen ser técnicas curativas o paliativas, y suelen utilizarse cuando se decide no intervenir en el interior de las subcuencas.

Los procesos de tratamiento que se suelen utilizar son modificaciones o adaptaciones de procesos convencionales. Se pueden citar la utilización de procesos físico-químicos, la flotación, el uso de equipos de pretratamiento, que normalmente precisan energía eléctrica, llegando incluso al uso de sistemas biológicos como los biofiltros o a sistemas de desinfección como los rayos ultravioletas

El control aguas abajo presenta las siguientes ventajas:

- Tiene un coste de construcción reducido comparado con un gran número de unidades de control en origen.
- Tiene un reducido coste de funcionamiento y mantenimiento.
- Es más fácil de administrar su construcción y mantenimiento.

Y los siguientes inconvenientes:

- Encontrar ubicaciones aceptables puede ser difícil.
- Los costes de adquisición del terreno pueden ser altos.
- En sistemas de alcantarillado unitarios encajar un almacenamiento en el sistema de alcantarillado puede ser difícil.
- Puede tener mayores impactos medioambientales y por lo tanto encontrar oposición pública.

Las medidas no estructurales coinciden, en general, con el control en origen; por su parte las medidas estructurales lo hacen con el control aguas abajo. Además, a las técnicas de control en origen se las podría denominar



técnicas preventivas; la filosofía de las técnicas de control aguas abajo suele ser curativa o paliativa.

En las TGEU se suele diferenciar entre sistemas con retención y sistemas con detención del agua. Las instalaciones de retención proporcionan un almacenamiento en una instalación sin salida, o con un desagüe controlado, donde todo o una parte del caudal que entra se almacena durante un periodo prolongado (por ejemplo zanjas de infiltración o depósitos de infiltración). Las instalaciones de detención son aquellas que se diseñan para reducir las descargas punta (aplanan y expanden el hidrograma de entrada) y sólo detienen el agua durante un corto periodo de tiempo (depósitos de regulación en una red de alcantarillado, p.e.). Estas instalaciones se diseñan para vaciarse completamente después de que el suceso de lluvia de diseño ha pasado, normalmente por un desagüe regular pero incontrolado. De forma general se puede decir que en las técnicas de control en origen se intenta conseguir retención, mientras en los sistemas aguas abajo se suele utilizar detención.

Una gestión efectiva de las aguas de escorrentía debe ser coordinada en una base regional o planeada en toda la cuenca. Normalmente, a través de un plan director, una mezcla de controles en origen y controles aguas abajo parece ser lo más apropiado

### **3.5.2 TIPOLOGÍA DE LAS TÉCNICAS DE GESTIÓN DE LA ESCORRENTÍA URBANA**

Como se ha visto, no hay una frontera clara entre qué constituye control en origen y control aguas abajo. Hay instalaciones de almacenamiento que, hablando estrictamente, pueden clasificarse como cualquiera de los dos tipos. A continuación se presenta una descripción más detallada, propuesta por Stahre y Urbonas (1990), que contiene varias tipologías de TGEU (se muestran en el diagrama de la figura siguiente):

- Control y tratamiento local
- Control en entradas
- Detención o retención en el lugar
- Detención o almacenamiento en línea
- Detención fuera de línea
- Instalaciones de detención en la depuradora

Las tres primeras pueden considerarse como medidas de control en origen, mientras que las tres segundas pueden considerarse control aguas abajo. Las tres últimas quedarían englobadas dentro de los denominados sistemas de control y tratamiento de reboses (SCTR) de alcantarillado.

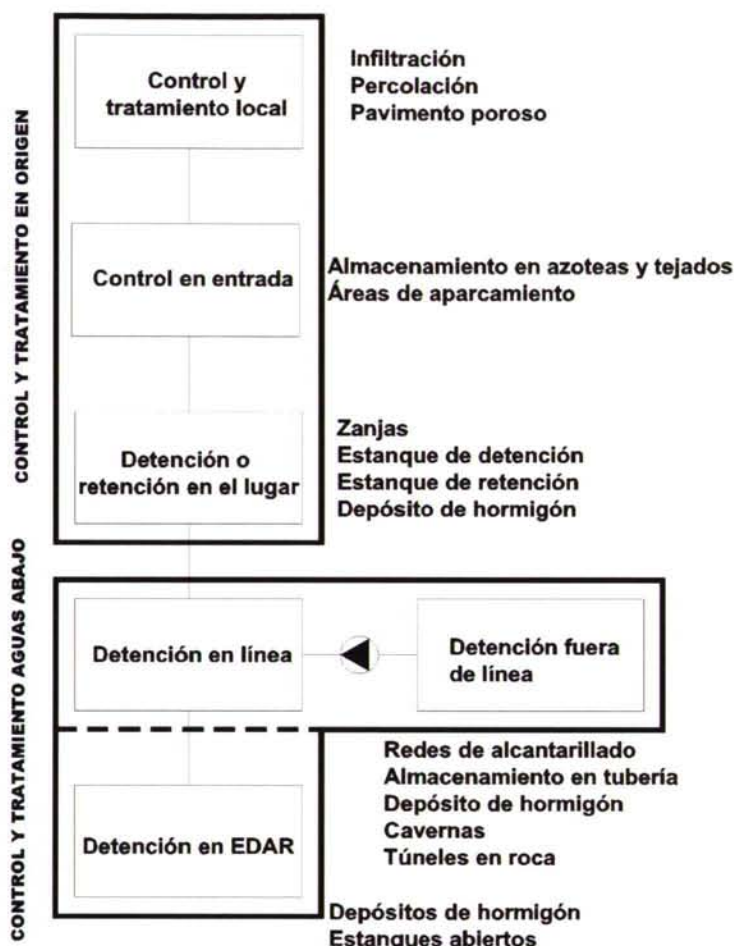


Figura 3-6. Clasificación de TGEU's

### 3.5.2.1 TGEU con control y tratamiento en origen

#### Control y tratamiento local

El término control y tratamiento local se usa para describir las instalaciones de almacenamiento que utilizan infiltración o percolación para gestionar las aguas pluviales. Esta práctica intenta utilizar caminos propios de la naturaleza para gestionar las aguas pluviales de los sucesos de lluvia más pequeños. Se intenta evitar que el agua entre en la red de alcantarillado.

Cuando el suelo es adecuado, las aguas de lluvia de las áreas impermeables son transportadas hacia lugares cubiertos con vegetación específicamente diseñados e infiltradas en el suelo. Si los lugares adecuados

de infiltración no existen o no están disponibles, las aguas pluviales pueden dirigirse hacia depósitos u otro tipo de dispositivos, ya sean superficiales ó subterráneos, en los cuales se le permite al agua infiltrarse en el suelo.

El tratamiento local debe tomar alguna de las siguientes formas:

- Dispositivos de infiltración
- Pavimentos porosos o modulares



Figura 3-7. Ejemplo de diferentes tipos de pavimentos filtrantes.

VENTAJAS	INCONVENIENTES
<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Reducción de la escorrentía</li> <li>▪ Posibilitan la recarga de acuíferos</li> <li>▪ Se producen pequeñas pérdidas por evaporación</li> <li>▪ Se reduce la contaminación</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Obstrucciones</li> <li>▪ Gasto inicial</li> <li>▪ Posible contaminación de aguas subterráneas</li> <li>▪ Coste y mantenimiento</li> <li>▪ Levantamiento del pavimento por congelación del suelo</li> </ul>

Tabla 3-34. Ventajas e inconvenientes del control y tratamiento en origen

### Control de entradas en origen

Las aguas pluviales pueden ser controladas en origen reteniéndolas en un lugar del suelo urbano previo a la entrada al sistema de alcantarillado. Esto se hace estrangulando las entradas al sistema de conducción. El volumen de detención se obtiene entonces en superficies o lugares adecuadamente preparados como:

- Azoteas
- Parques para estacionar automóviles
- Patios industriales
- Otras superficies diseñadas apropiadamente



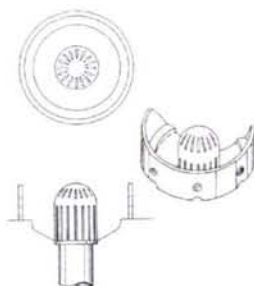


Figura 3-8. Ejemplo de boquilla a situar en azoteas.

Ya que los volúmenes de escorrentía en tales áreas son pequeños, los desagües requeridos son también pequeños, lo que aumenta el potencial de obstruirse con los desechos. También, el desagüe debe evacuar el agua almacenada temporalmente en un tiempo razonable para no causar molestias.

VENTAJAS	INCONVENIENTES
<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Retardo en la escorrentía</li> <li>▪ Efecto refrigerante en el edificio (en el caso de azoteas)</li> <li>▪ Posible protección contra el fuego</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Carga estructural</li> <li>▪ Posibilidad de obstrucción</li> <li>▪ Problemas de congelación durante el invierno</li> <li>▪ Filtraciones en los tejados (en el caso de azoteas)</li> </ul>

Tabla 3-35. Ventajas e inconvenientes del control de entradas en origen

### Retención o detención en el lugar

El almacenamiento en el lugar se corresponde con las instalaciones que se colocan en los tramos altos del sistema de alcantarillado. La principal diferencia entre el almacenamiento en el lugar y el tratamiento local y el control de entrada en origen está en la cantidad de área contribuyente que es interceptada. El almacenamiento en el lugar generalmente intercepta la escorrentía de varias partes de la cuenca. Esto significa que el agua ha recorrido una pequeña distancia antes de llegar al dispositivo de almacenamiento. El almacenamiento en el lugar puede tomar alguna de las siguientes formas:

- Bandas de césped o zanjas de césped
- Estanques de detención (ó secos)
- Estanques de retención (ó húmedos)
- Depósitos de hormigón, normalmente subterráneos
- Grupos de tuberías subterráneas
- Sistemas de filtración en lecho de arena

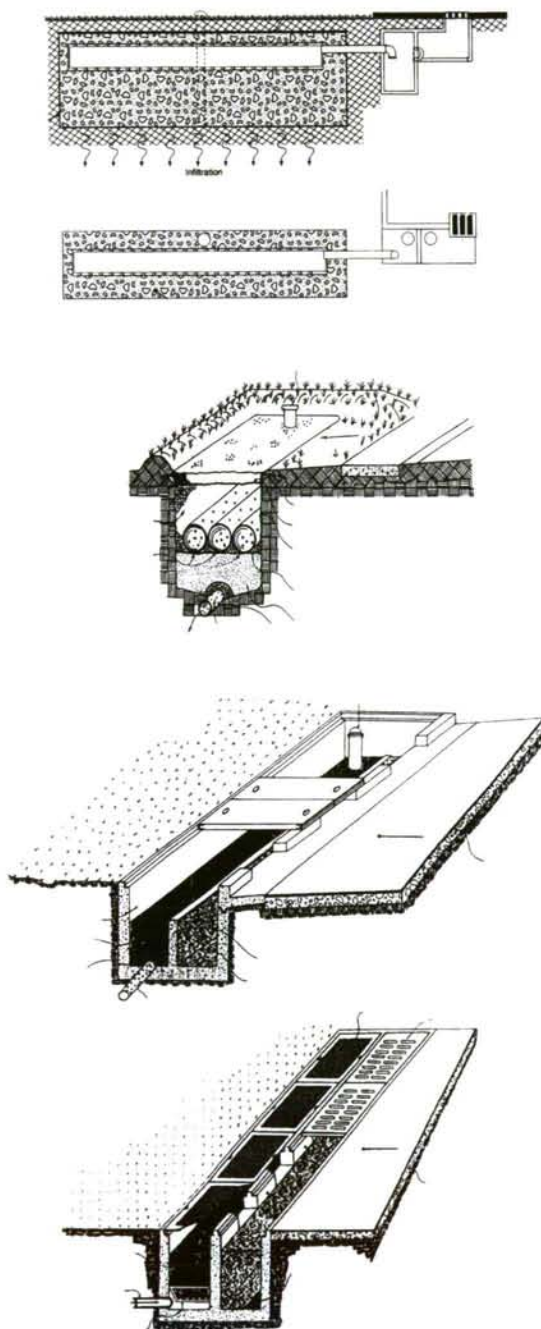


Figura 3-9. Diferentes configuraciones de sistemas de infiltración ( Bell, 1995)



Figura 3-10. Foto de un sistema de infiltración ejecutado (ASCE, 1999).

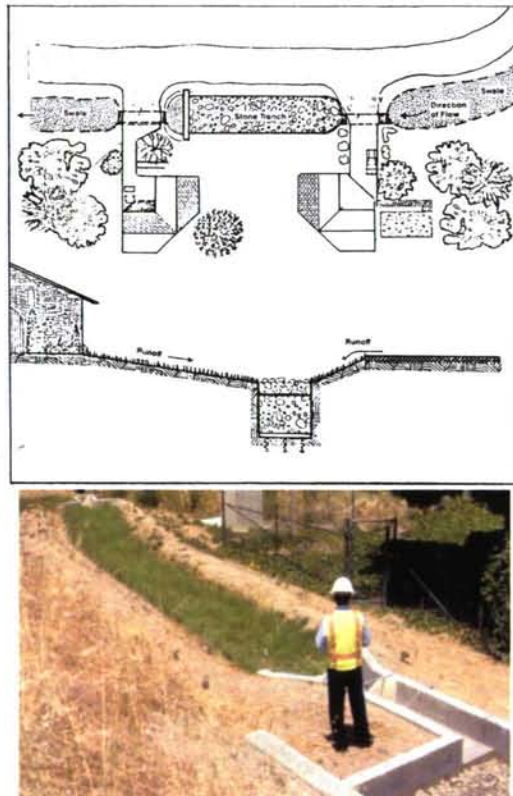


Figura 3-11. Ejemplo de zanjas de infiltración en una zona residencial (Roesner, 1985)



Cuando la urbanización es más cerrada o la cuenca está más consolidada, es difícil conseguir espacio para construir un sistema de laguna o de humedales. En ese caso se recurre a sistemas compactos de almacenamiento - tratamiento en línea. El tratamiento suele consistir bien en filtración a través de lechos de arena.

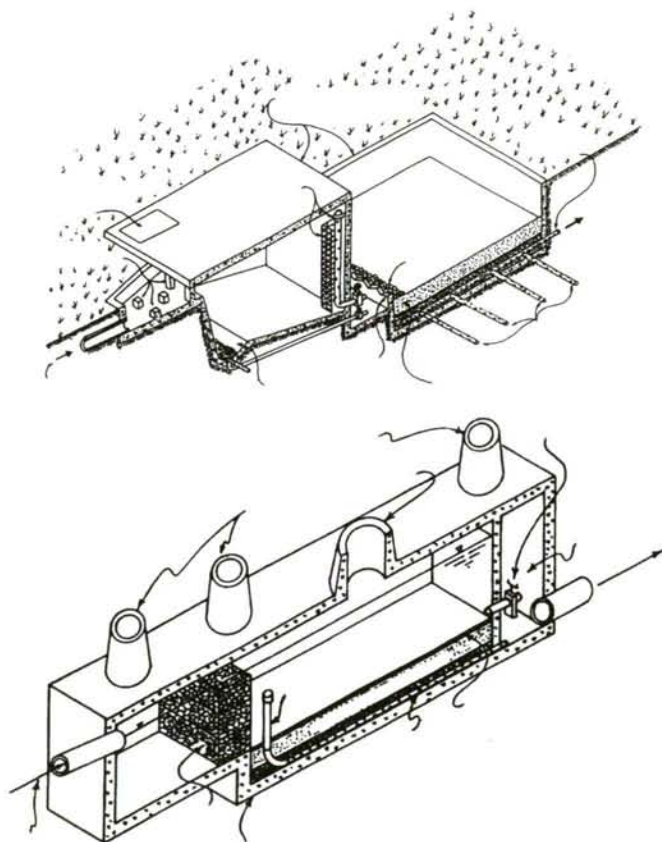


Figura 3-12. Dispositivos de filtración en lecho de arena de aguas de escorrentía con o sin cubierta para áreas densamente urbanizadas (Bell, W.; 1995).

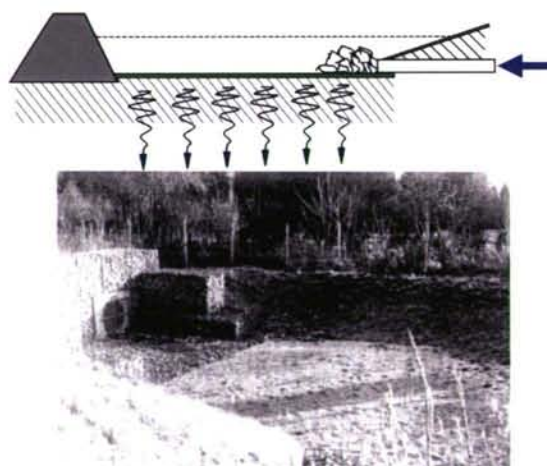


Figura 3-13. Estanque de retención

El uso de lagunas o estanques para el control y el tratamiento de las aguas de escorrentía urbana ha tenido un amplio uso en los últimos años en EE.UU. y en Europa. Al mismo tiempo los diseños han sido cada vez más sofisticados con el fin de alcanzar los objetivos ambientales previstos, tanto desde un punto de vista de calidad del agua como desde el punto de vista de integración paisajística.

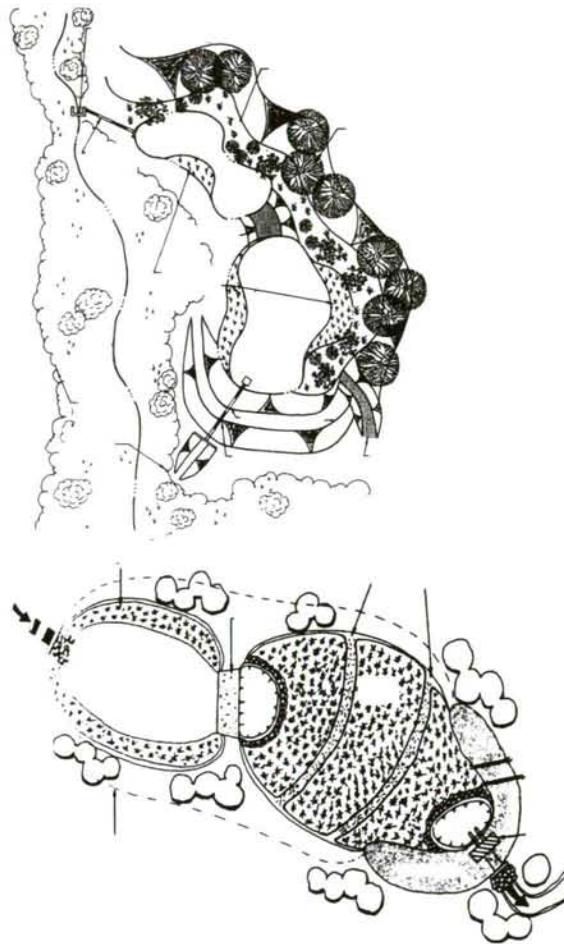


Figura 3-14. Sistemas de detención blandos. Ejemplos de configuraciones de TGEUs



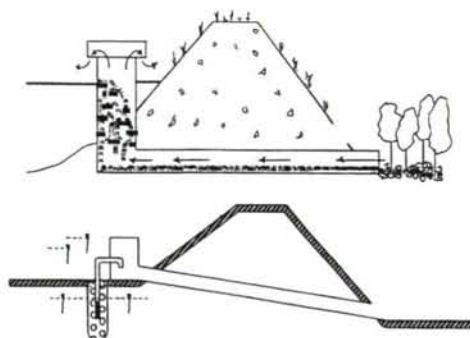


Figura 3-15. Sistemas de salida de lagunas: sistema aireado y sistema sifónico (Claytor, R., 1995).



Figura 3-16. Estanque de detención y estanque de retención



Figura 3-17. Ejemplos de integración paisajística de sistemas de control y tratamiento de las aguas de escorrentía

VENTAJAS	INCONVENIENTES
<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Puede ser estéticamente agradables</li> <li>▪ Capacidad multiuso</li> <li>▪ Rentables desde un punto de vista coste-beneficio</li> <li>▪ Permiten generar hábitats acuáticos</li> <li>▪ Puede aumentar el valor de los terrenos</li> <li>▪ Reducen la contaminación</li> <li>▪ Reducción y retardo de la escorrentía</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Requieren grandes áreas</li> <li>▪ Posible contaminación y eutrofización</li> <li>▪ Puede ser motivo de rechazo por la población</li> <li>▪ Posible riesgo de accidentes</li> <li>▪ Posibles problemas de mantenimiento</li> <li>▪ Restricciones para otros usos cuando llueve</li> <li>▪ Acumulación de suciedad y desperdicios en las depresiones</li> </ul>

Tabla 3-36. Ventajas e inconvenientes de la retención o detención en el lugar

### 3.5.2.2 TGEU con control y tratamiento aguas abajo

#### Detención en línea

El término "en línea" se refiere a dispositivos de detención en los conductos del alcantarillado, depósitos subterráneos, u otras instalaciones de almacenamiento que estén conectados en línea con la red de conducción; es decir, son aquellos por los que siempre pasa el agua procedente de zonas superiores del sistema

La detención en línea puede aprovechar el exceso de capacidad que se puede encontrar en una red de alcantarillado existente o puede ser preciso construir nuevas instalaciones de almacenamiento adicionales para proporcionar el volumen necesario. Después de la lluvia el agua almacenada se descarga por gravedad a la red y se conduce a la planta de tratamiento.

Los objetivos del almacenamiento en línea son maximizar los caudales promedio dirigidos hacia la estación depuradora y reducir los volúmenes de reboses. El caudal máximo aguas abajo se puede regular mediante dispositivos tales como válvulas vórtex, de reconocida eficiencia y bajo coste de mantenimiento y explotación.

Los depósitos de detención en línea pueden tomar cualquiera de las siguientes formas:

- Depósitos de hormigón subterráneos ó superficiales
- Volumen disponible en la red de alcantarillado
- Grupos de tuberías
- Túneles
- Cavernas subterráneas



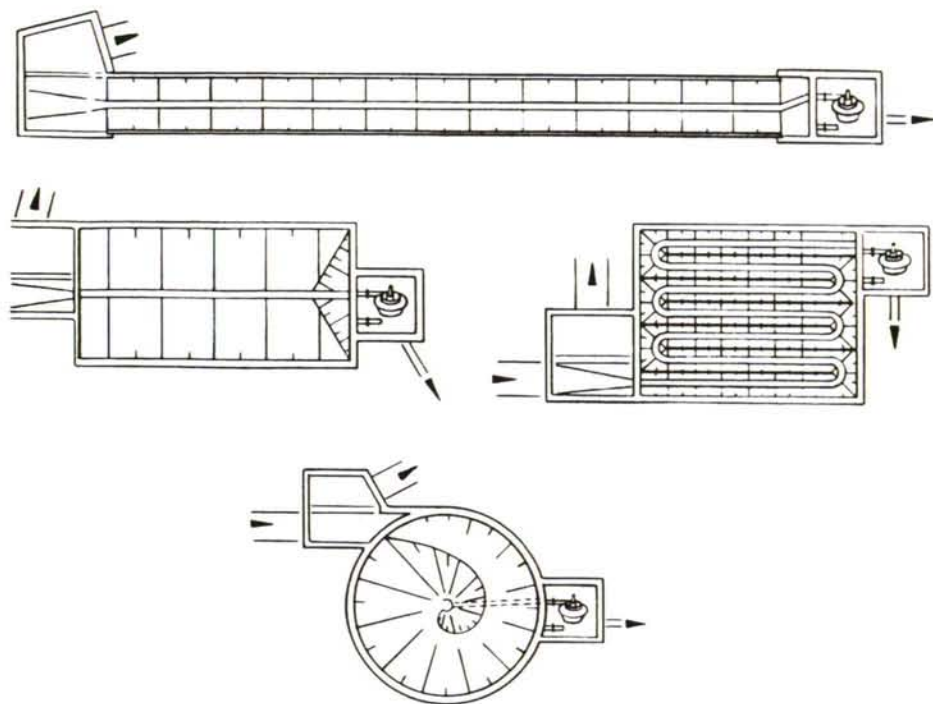


Figura 3-18. Geometrias típicas de depósitos en línea (W.P.C.F. ; 1989).

VENTAJAS	INCONVENIENTES
<ul style="list-style-type: none"><li>▪ Usos alternativos para el agua almacenada</li><li>▪ La superficie de cubrición puede tener usos alternativos</li><li>▪ Conservación del agua en el sistema</li><li>▪ Eliminación de contaminantes</li><li>▪ Capacidad de controlar grandes áreas</li><li>▪ Capacidad multiuso</li></ul>	<ul style="list-style-type: none"><li>▪ Caro de instalar</li><li>▪ Capacidad limitada</li><li>▪ Acceso de mantenimiento restringido</li><li>▪ Disponibilidad de terrenos</li><li>▪ Problemas de aceptabilidad pública si no se hace bien</li><li>▪ Problemas de seguridad</li><li>▪ Dificultad de encontrar lugares adecuados</li></ul>

Tabla 3-37. Ventajas e inconvenientes de la detención en línea

Detención fuera de línea

El almacenamiento fuera de línea abarca la captura y el almacenamiento de los reboses de alcantarillado unitario en un depósito o túnel de almacenamiento subterráneo, o superficial, que no están en línea con la red de alcantarillado u otro sistema de conducción. La detención fuera de línea se

lleva a cabo desviando el caudal desde el sistema de conducción hasta el depósito cuando se supera un valor de caudal predeterminado. El agua desviada se almacena hasta que la capacidad de la conducción o del tratamiento se vuelve asequible aguas abajo. En ese instante, el agua almacenada se vacía por gravedad o bombeo a un punto aguas abajo en la red de saneamiento.

La capacidad de las estructuras de almacenamiento subterráneo en túneles o cavernas suele ser muy grande y con la particularidad de no interferir con la superficie, lo cual es particularmente interesante para zonas urbanas congestionadas.

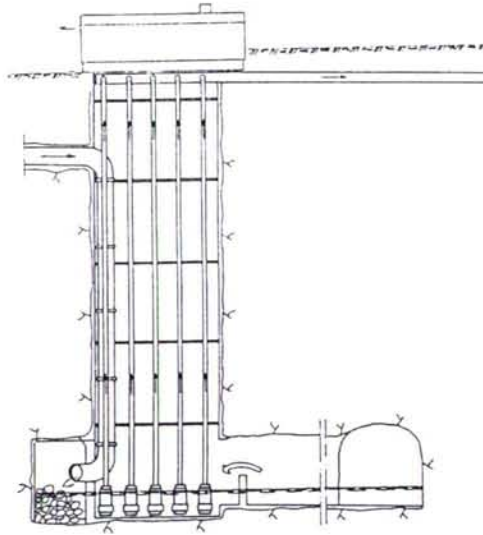


Figura 3-19. Esquema del sistema de bombeo de un túnel de detención en Estocolmo (Sthare, 1990)

En el almacenamiento fuera de línea se debe decidir cómo se vaciará el volumen retenido. En el diseño de instalaciones fuera de línea deben considerarse los siguientes aspectos:

- El tiempo de retención hidráulica para evitar problemas de olores o de salud pública.
- La capacidad hidráulica o la capacidad de tratamiento del sistema aguas abajo.
- La carga hidráulica en el sistema aguas abajo en cualquier momento.
- La posibilidad de que lleguen a la instalación caudales adicionales antes de que el depósito esté vacío.

Las ventajas e inconvenientes del almacenamiento fuera de línea coinciden prácticamente con las de la detención en línea.

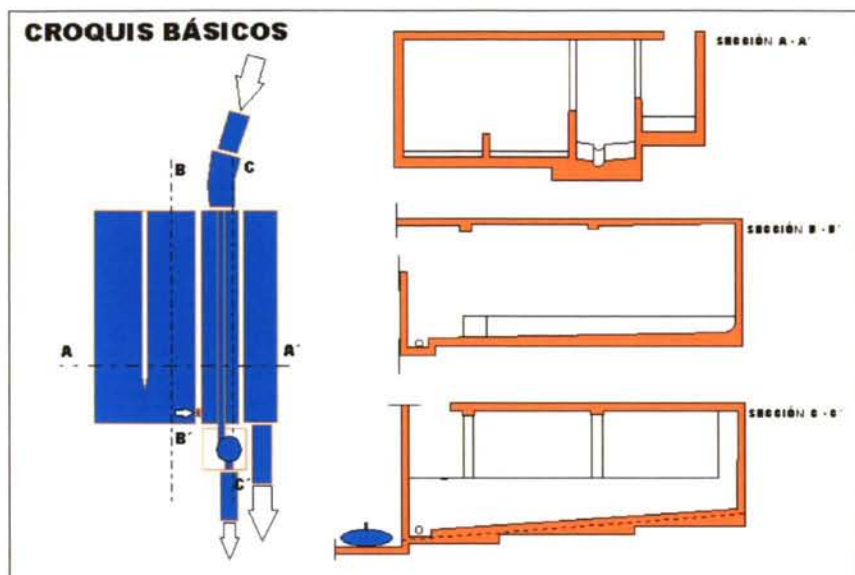


Figura 3-20. Esquema básico de un depósito de detención - aliviadero fuera de línea.





Figura 3-21. Imágenes de un sistema de detención – aliviadero en Sama de Langreo (Asturias). Cortesía de Confederación Hidrográfica del Norte.

### Detención en la EDAR

El agua que finalmente llega a la estación depuradora es consecuencia de las estrategias implantadas aguas arriba. Determinados diseños provocarán la llegada a la depuradora de caudales de hasta diez veces el caudal medio, otras estrategias aguas arriba pueden determinar que a la depuradora sólo lleguen puntas de caudal no superiores a dos o tres veces el caudal medio. En esta última situación, que puede darse en estregias con un alto control de las aguas de escorrentía con TGEU aguas arriba, puede provocar que esta punta de caudal, aunque limitada, se prolongue durante prolongados periodos de tiempo, llegando a perturbar el funcionamiento del reactor biológico.

Las depuradoras que reciben puntas de caudal superiores a 2.5 ó 3 veces el caudal medio precisan de modificaciones o infraestructuras complementarias a la línea convencional de tiempo seco. Una posible modificación es la ampliación del número de decantadores primarios. Durante el tiempo seco estas unidades pueden permanecer vacías, pero en tiempo de lluvia pueden actuar como depósitos de detención. En el caso de lluvias excepcionales se puede llegar a verter al medio receptor desde ellos. En este caso el agua de rebose habrá sido pretratada y sometida a un tratamiento primario.

Otra posible solución de control en la EDAR es la construcción de depósitos de retención fuera de línea, es decir balsas o estanques. Las configuraciones de este tipo de dispositivos va desde depósitos de planta rectangular a depósitos similares a canales de oxidación. Cuando se prevee que el agua almacenada va a estar detenida periodos de tiempo largos es necesario airearla. Las formas de los depósitos mencionados no disponen, generalmente, de dispositivos de extracción de fangos, por lo que suele ser necesario mantener las aguas almacenadas en agitación o movimiento para evitar la formación de capas de sedimentos que podrían provocar problemas. El vaciado de los depósitos fuera de línea suele realizarse mediante sistemas de bombeo.

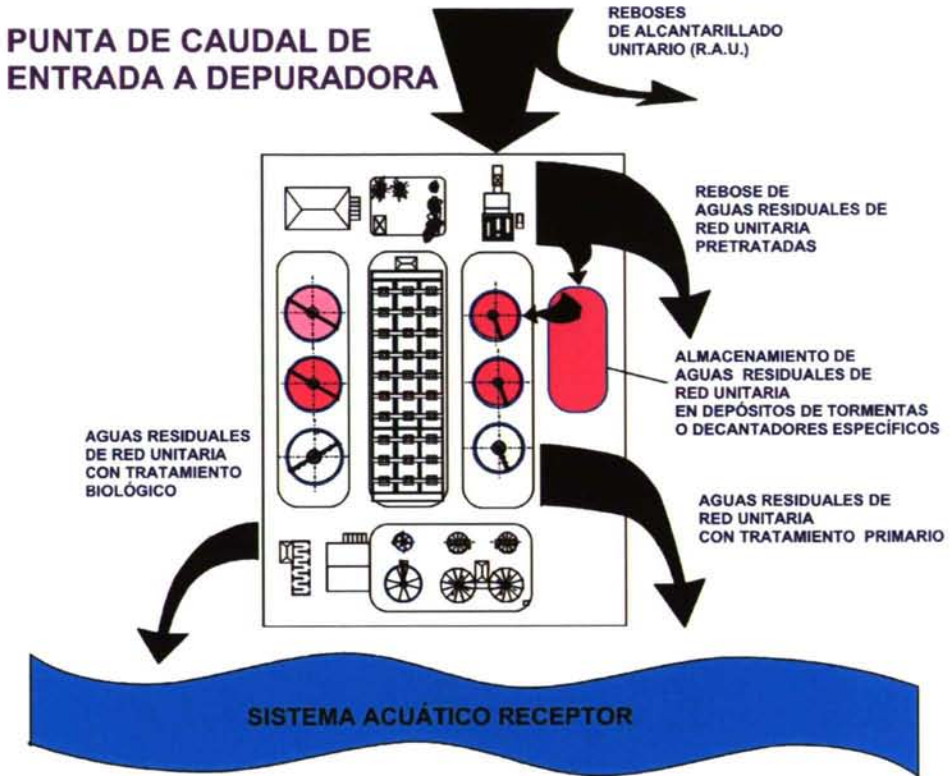


Figura 3-22. Posibles flujos de vertido en una EDAR ante una situación de sobrecarga hidráulica.

### 3.5.2.3 Sistemas de tratamiento y depuración en los TGEUs de control aguas abajo

Algunas de las TGEU de la tipología "aguas abajo", antes de generar el vertido al medio receptor, buscan disminuir la contaminación del vertido. Los tratamientos para estas situaciones se han orientado a la eliminación de sólidos en suspensión y sedimentables, materiales flotantes e incluso a la desinfección. Se pueden diseñar unidades o instalaciones con procesos basados en decantación convencional, en fenómenos "vórtex" de separación de sólidos, en el tamizado o la filtración en lecho de árido, en sistemas con flotación de partículas e, incluso, en sistemas de desinfección con rayos ultravioletas.



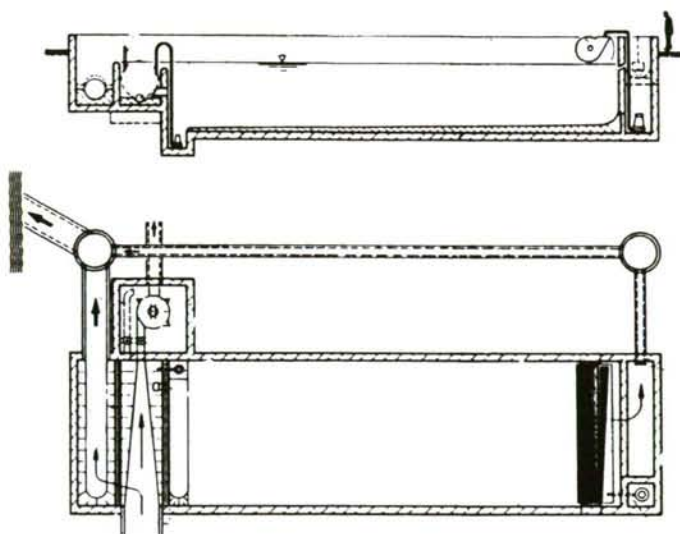


Figura 3-23. Configuración típica de un depósito decantador fuera de línea (Sthare, 1990).

- Tecnologías de sedimentación:

La sedimentación de partículas es una de las técnicas más comunes de tratamiento. Las características de buena sedimentabilidad de los sólidos que se movilizan durante los sucesos de lluvia permiten obtener en estas unidades interesantes rendimientos. Las unidades de decantación permiten bastante capacidad de regulación, es decir, pueden actuar como meros depósitos de detención fuera de línea. Este tipo de tratamiento puede verse complementado con la incorporación de sistemas de adición de reactivos que (tratamiento físico-químico) que permiten mejorar los rendimientos de eliminación de sólidos.



Figura 3-24. Basculantes de limpieza de decantadores (cortesía de "Clean Water Ingeniería")

- Tecnologías basadas en vórtices ó remolinos:

Las tecnologías "Swirl/Vórtex" permiten una regulación hidráulica del caudal y una separación de los sólidos gruesos, flotantes y un porcentaje de sólidos en suspensión, mediante la generación de un vórtice dentro de una cámara cilíndrica. Un dispositivo tipo "vórtex" carece de partes móviles y consta, esencialmente, de (Alquier et al., 1982): 1.- una cámara cilíndrica en la que el afluente entra tangencialmente cerca de la base; 2.- un vertedero elevado a través del cual rebosa el caudal con menor carga de sólidos; 3.- una salida en la base de la cámara que conduce los sólidos a la EDAR; 4.- una pantalla desviadora situada aguas abajo del conducto de entrada.

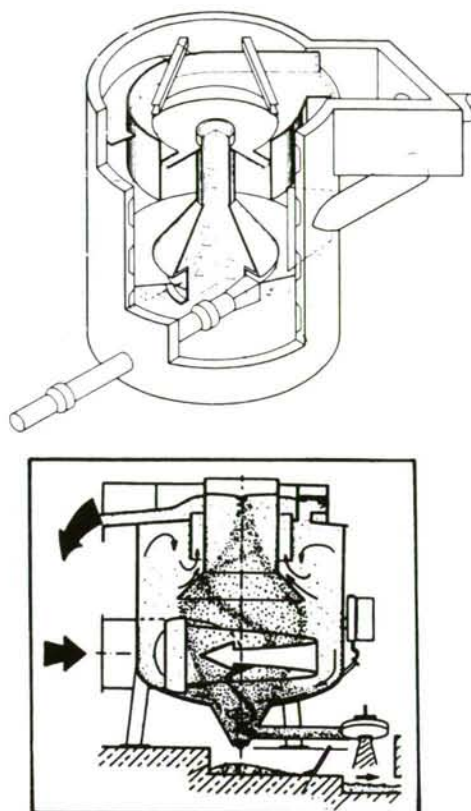


Figura 3-25. Diferentes esquemas de sistemas de tratamiento basados en fenómenos "vortex" (Sthare, 1990).

- Tamices:

Los sistemas de tamices finos eliminan los sólidos mediante la interceptación de los mismos en láminas perforadas. Los más empleados en tecnología de tratamiento de los RAU son los tambores rotatorios y los discos rotatorios. En los primeros la malla filtrante va ubicada en un tambor o cilindro que gira; el caudal entra por el fondo del tambor y atraviesa la malla. La velocidad de giro es regulable. Los sólidos retenidos se depositan en la parte interna del tambor y son lavados hacia un sistema de recolección. El tamaño del orificio varía de 15 a 800 micras. El segundo tipo de tamiz, el de disco rotatorio, la malla filtrante va situada en un dispositivo circular perpendicularmente al flujo y sumergido hasta la mitad. Los sólidos retenidos en el disco se descargan a un sistema colector mediante agua a presión. Se



pueden alcanzar rendimientos de eliminación de hasta el 20% en sólidos en suspensión.



Figura 3-26. Tamices de 4 mm con limpiadores deslizantes en un aliviadero (cortesía de QUILTON, S.A.)

En estos sistemas resultan indispensables las operaciones de mantenimiento después de cada un determinado número de sucesos.

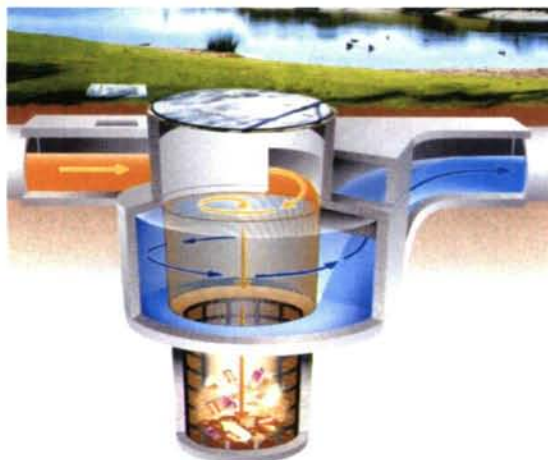


Figura 3-27. Sistema de desbaste-tamizado basado en la generación de un vórtice cortesía de "CDS Technologies" - USA)

- Sistemas de flotación por aire disuelto (FAD):

Los sistemas FAD eliminan los sólidos mediante la introducción de burbujas finas de aire en las aguas a tratar. Las burbujas de adhieren a las partículas sólidas presentes en el seno del líquido haciendo que floten hasta la superficie donde fácilmente, mediante un sistema de rasquetas, se pueden retirar. La mayor ventaja de este sistema, como alternativa para el tratamiento de los RAU, es su elevada tasa de volumen tratado por unidad de tiempo, es decir que los tiempos de retención son bajos y, por tanto, las unidades de tratamiento son de menor tamaño que las que emplean técnicas de sedimentación. Hay que destacar la alta eliminación de aceites y grasas de esta técnica. Como aspecto negativo hay que señalar que los costes de explotación son elevados debido a la demanda de energía y que es necesario personal especializado en el mantenimiento.

- Filtración:

Para el tratamiento de RAU se han probado con éxito sistemas de filtración de dos capas, una de partículas de antracita sobre otra de arena. Este sistema requiere menor superficie que las técnicas de sedimentación, mejorando aún más su eficiencia mediante la adición de coagulantes químicos. Esta técnica se emplea con regularidad después de aplicarse un pretratamiento con tamizado. El proceso se puede automatizar pero la experiencia ha demostrado que los costes de explotación y mantenimiento tienden a ser elevados.

- Tratamientos biológicos:

Los sistemas de tratamiento biológico han demostrado tener muy buenos rendimientos de eliminación de contaminantes de las aguas de los RAU pero presentan los siguientes inconvenientes:

- La biomasa empleada para eliminar la materia orgánica mediante la asimilación de nutrientes debe mantenerse viva durante los periodos de tiempo seco, lo cual resulta difícil a no ser en una EDAR.
- La superficie requerida puede ser el condicionante principal para desechar su elección en entornos urbanos.
- Los costes de explotación y mantenimiento son elevados y el personal ha de ser altamente cualificado.

Suele ser habitual combinar la tecnología de tratamiento biológico de RAUs con el proceso de la EDAR. Así, puede resultar interesante enviar las aguas tratadas en la unidad RAU directamente al tratamiento secundario de la EDAR una vez que el caudal de tormenta haya pasado (regulación aguas arriba o en

la propia EDAR). Si la lluvia es excepcional esto no será posible ya que tanto las unidades de control y tratamiento de RAU como la EDAR estarán al máximo, teniendo seguramente que enviar parte de las aguas del primario a desinfección en la EDAR, evitando así no perturbar el funcionamiento del reactor biológico, o directamente al medio receptor (Combined Sewer Overflow Control, EPA Manual EPA/625/R-93/007).

- Desinfección:

La desinfección no elimina ninguna contaminación orgánica o inorgánica de las aguas de los reboses de alcantarillado unitario. La desinfección se utiliza para reducir la concentración de organismos patógenos y para evitar su entrada a los medios receptores. Tradicionalmente se efectuaba mediante la adición de oxidantes químicos a las aguas de los reboses. El cloro y el hipoclorito sódico estaban entre los químicos usados. En determinadas situaciones era necesaria la decoloración. Los sistemas que se están implantando en la actualidad se basan en tecnologías de radiación ultravioleta. El uso de los rayos UV implica que las aguas tienen que tener muy baja turbidez, lo cual implica que el agua debe haber pasado por otras etapas previas de tratamiento.

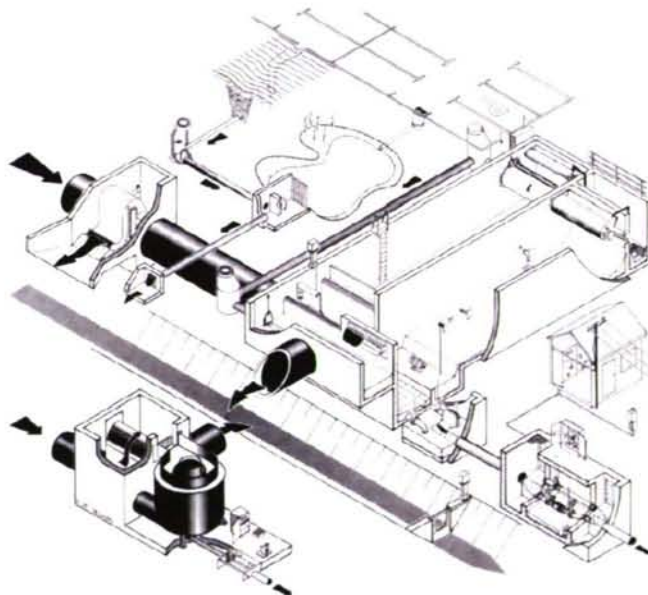


Figura 3-28. Combinación de diferentes elementos de control y tratamiento de aguas de escorrentía en redes unitarias y separativas (UFT-Dr.H. Brombach GMBH, 2000)



#### 3.5.2.4 Las prácticas de explotación y mantenimiento de la red de alcantarillado

Las buenas prácticas de explotación y mantenimiento de la red de alcantarillado permiten aumentar la capacidad de almacenamiento y transporte de las aguas pluviales a la estación depuradora de aguas residuales.

Entre estas buenas prácticas se pueden citar las siguientes:

- Control de la infiltración:

La infiltración de aguas subterráneas en el sistema de alcantarillado unitario puede llegar a influir notoriamente en la magnitud y frecuencia de presentación de los reboses y, por tanto, en el tamaño y coste de los sistemas de control y tratamiento. Reduciendo estos caudales de infiltración se consigue aumentar la capacidad del sistema para almacenar y transportar las aguas pluviales. Las fuentes habituales de infiltración incluyen a las aguas subterráneas que penetran a la red de colectores a través de uniones defectuosas de tuberías, grietas, a través de los pozos de registro así como debido a drenes y manantiales de la zona. Estos caudales tienden a ser relativamente constantes pero de caudal medio inferior a los debidos a las aguas de escorrentía. Los problemas de infiltración, generalmente, no se presentan de forma aislada y habitualmente reflejan el grado de deterioro de la red. Se requieren prácticas de rehabilitación de la red para disminuir los caudales de infiltración. De todos modos, las prácticas de control de la infiltración tienen una menor repercusión en la disminución de reboses que la que pueda tener las prácticas de control sobre las aguas de escorrentía.

- Mantenimiento de los elementos de la red:

Las operaciones de explotación y mantenimiento de los elementos de la red de alcantarillado unitario tales como reguladores, compuertas, estaciones de bombeo, conductos, etc., pueden contribuir en gran medida al nivel de control de los RAU. Un problema frecuente durante sucesos de lluvia es el atasco de compuertas y otros dispositivos de la red debido a elementos de gran tamaño arrastrados por la escorrentía. Los atascos provocan un incremento de los sucesos de RAU aguas arriba ya que se está reduciendo notablemente la capacidad de transporte y almacenamiento de los interceptores aguas abajo que, de haberse evitado dicho problema, permitirían el flujo. Los programas de inspección de la red dependen esencialmente de las características de la misma, pero inspecciones mensuales y después de cada lluvia importante son necesarias para una correcta gestión de la red, además de una medida de control sobre los sucesos de rebose. Es más, estos programas de

mantenimiento pueden influir en el tamaño y, por tanto, en el coste (ejecución, explotación y mantenimiento) de los SCTR, además de asegurar que estos sistemas operen en las condiciones para las que fueron diseñados.

- Control de la acumulación de sedimentos:

Otro aspecto a controlar, fundamental en redes unitarias, son los puntos de acumulación de sedimentos, especialmente debido al descenso en la velocidad del flujo durante tiempo seco. Suele ser habitual practicar operaciones de lavado mediante descargas intensas de caudal durante tiempo seco, de modo que se transporten los sedimentos acumulados a la planta de tratamiento de aguas residuales, sin perjuicio de que se produzcan sucesos de rebose en red o que la planta no sea capaz de tratar y los vierta a medio receptor.

- Limpieza de imbornales y sumideros:

Finalmente, cabe destacar la importancia de las operaciones de limpieza de imbornales y sumideros, esencialmente por dos razones: en primer lugar, si se hallan atascados, el agua de escorrentía que debería introducirse lo hará aguas abajo, en aquellos que no lo estén, con lo que recorrerá una mayor superficie urbana con el consiguiente aumento en el grado de contaminación arrastrada; en segundo lugar, se pierde la capacidad de retención de sólidos para la que fueron diseñados.

### **3.5.3 SELECCIÓN DE LAS TÉCNICAS DE GESTIÓN DE AGUAS DE ESCORRENTÍA URBANA Y DE REBOSOS DE ALCANTARILLADO UNITARIO**

La selección de las técnicas de gestión de aguas de escorrentía urbana y de rebosos de alcantarillado unitario es un proceso complejo. No solo hay numerosas posibilidades dentro de cada una de las tipologías anteriormente citadas, sino que se debe considerar la clasificación de los usos del agua y la disponibilidad de recursos. Más aún, conseguir calidad del agua en el medio receptor para un determinado uso puede ser más económico si el control y el tratamiento se realizan en la EDAR.

A la hora de realizar la selección de un sistema u otro se debe tener en cuenta también el tipo de explotación y mantenimiento que se realizará sobre ellos. Las formas básicas que se pueden presentar son:

- Control local: que abarca el control de un dispositivo en concreto
- Control regional: que proporciona el funcionamiento coordinado de varios controladores locales.



- Control global: que proporciona la coordinación de los controladores regionales para optimizar el funcionamiento del sistema.

### 3.5.3.1 *Objetivos de los sistemas de control y tratamiento de reboses*

Los objetivos para gestionar las aguas de escorrentía urbana mediante SCTR están típicamente basados en limitar los valores punta de la escorrentía para corresponderse con uno o más de los siguientes valores (Debo y Reese, 1996):

- Valores históricos para condiciones específicas de diseño
- Capacidad de descargas no peligrosas para los sistemas de alcantarillado aguas abajo
- Un valor especificado para descargas permisibles fijado por una jurisdicción reglamentaria

La mayoría de las metas y criterios de control de los reboses de alcantarillado unitario están basados en la tecnología. Debido a la naturaleza intermitente de los reboses de alcantarillado unitario, los controles basados en la contaminación del agua son difíciles de formular y ligar controles con la calidad de las aguas receptoras es muy difícil de implantar.

Ejemplos de objetivos a conseguir mediante la estrategia de combinación de TGEU (Novotny, 1994):

- Porcentaje de captura seguido de tratamiento. Fijar un porcentaje de un contaminante concreto que debería capturarse y tratarse.
- Frecuencia de reboses. Reducir el número de reboses de alcantarillado unitario no tratados por año a un número específico.
- Nivel de tratamiento. Especificar el rendimiento de eliminación de contaminantes del control de reboses de alcantarillado unitario, con frecuencia especificados como el equivalente de un tratamiento primario.
- Primer lavado. Proporcionar la captura y/o el tratamiento de una parte determinada del rebose total que contenga la mayor fracción de la carga contaminante.
- Análisis coste-beneficio. Basar el dimensionamiento de una unidad de control en un análisis de coste-beneficio.

Llevar a cabo cualquier estrategia y la traducción de los objetivos al diseño requiere una estimación de los volúmenes de caudal de los reboses de alcantarillado unitario y de la frecuencia resultante de los reboses, lo que después se compara con las metas. Esto requiere información a largo plazo (veinticinco años o más) de lluvias, del correspondiente caudal de aguas receptoras, de la disposición del sistema de alcantarillado y su capacidad, de las características de la cuenca, y del caudal de aguas residuales.



### 3.5.3.2 Criterios de diseño

En la NORMATIVA DE DISEÑO DE COLECTORES UNE-EN-752 aparece un apartado orientado al control de la contaminación vertida por la red en tiempo de lluvia. Se distingue entre limitaciones generales de contaminación aplicables a título general, y limitaciones aplicables a zonas sensibles (zonas de captación de aguas potables, zonas de baño, de pesca, ecosistemas especiales) en las que se requiere un seguimiento exhaustivo de los límites de emisión, y una evaluación de los impactos a corto, medio y largo plazo. En este párrafo, aparentemente trivial, se esconde la aportación conceptual más exigente de la norma.

*Las principales cargas de contaminación provienen de los reboses o descargas de saneamientos unitarios (DSU). Se propone un primer criterio para el diseño de aliviaderos de descarga, basado en el concepto de lluvia crítica, que se plasma en una capacidad de retención en el sistema de 10-30 L/s/Ha drenada, según el grado de protección requerida. Otro criterio, propuesto para zonas menos sensibles, es el vertido de caudales por encima de 5-8 veces el caudal medio en tiempo seco.*

Tras estas cifras subyacen los criterios de distintas normativas europeas. Así, en el Reino Unido, rige como criterio fundamental el minimizar los vertidos directos al medio receptor, asumiendo que las aguas más diluidas pueden ser tratadas sólo con un tratamiento primario, mientras que cuando la dilución es importante se realiza un tratamiento más completo. Esto lleva a intercepciones relativamente generosas, que se obtienen de distintas formulaciones, y a vertidos en depuradora que en algunos casos pueden tener cierto nivel de contaminación.

Las expresiones más clásicas proponen una dilución máxima a derivar hacia la EDAR de 6Qm, donde Qm es el caudal medio en tiempo seco. Obviamente, los secundarios de las depuradoras inglesas no se diseñan para ese caudal, por lo que se entiende que en época de lluvias, el caudal de agua mixta residual-pluvial sólo se tratará a nivel primario.

Hacia los años 70 se revisa la expresión apuntada, y aparece una de las expresiones más utilizadas en los últimos tiempos, conocida como "Fórmula A":

$$Q_{\text{interceptado}} = Q_m + 1360 \cdot P + 2E \text{ (L/día)}$$

Donde:

$$Q_m = P \cdot G + I + E$$

P: Población

G: Dotación por persona

I: Infiltración

E: Efluente industrial

La fórmula de Liverpool no es más que una expresión que da una relación de dilución diferente en función de la población a la que sirve la red de alcantarillado. La fórmula exige mayor dilución a las poblaciones pequeñas, para poblaciones elevadas la relación de dilución disminuye al suponer que sus aguas residuales están más diluidas por la diversidad de usos del agua. Por lo que respecta al caudal industrial considera que una relación de dilución de 3 es la más aconsejable.

Asumiendo como ejemplo una dotación de 200 l/persona/día, y en ausencia de infiltración o usos industriales, la "Formula A" ofrece un valor de 7.8Qm. Se acepta que los coeficientes de la fórmula (1360; 2) pueden ser retocados dependiendo de las características de la cuenca.

Como se ve, la cifra  $8 \times Q_m$  que la norma propone para zonas poco sensibles está relativamente acorde con la fórmula británica. Normativas posteriores en el propio Reino Unido apuntan a considerar la capacidad de autodepuración del río, y el consiguiente aumento de caudal derivado.

Al considerar zonas sensibles, la norma opta por el criterio alemán de imponer una lluvia crítica, y dimensionar una estructura para retener el volumen asociado a dicha lluvia, de modo que toda el agua correspondiente a esa lluvia se tratará junto con el agua residual. Se propone el uso de sistemas de control y tratamiento de reboses o descargas de saneamiento unitarios, como pueden ser depósitos de retención en línea o fuera de línea, en una clara referencia a la norma ATV-128.

La lluvia crítica es aquella que no debe generar reboses y se plasma, según la norma alemana, y por lo tanto para ese entorno geográfico, en una escorrentía del orden de 7.5-15 l/s/Ha drenada. Este valor depende del tiempo de concentración. La intercepción hacia la depuradora es según esta filosofía del orden de 2-3 veces el caudal medio, con lo que el resto del volumen debe ser almacenado en un tanque que para lluvias pequeñas se comportará como un tanque de laminación. En función del tamaño de la cuenca el volumen de estos tanques ronda, para la lluvia crítica, los 5-10 m<sup>3</sup>/Ha.

Para lluvias mayores que la crítica el depósito no retiene todo el caudal y vierte una parte. En este caso el depósito trabaja como un elemento de retención del primer lavado, y su eficiencia queda supeditada a la capacidad autodepuradora del medio receptor.

La norma ATV 128 sugiere como criterio para garantizar que las afecciones al medio no sean excesivas la construcción de un volumen de depósito que garantice que la carga anual total vertida por reboses de saneamientos unitarios a través de aliviaderos más la carga anual vertida por el efluente de la depuradora, ambas en términos de DQO, no superarán la carga contaminante de la escorrentía superficial de la cuenca, supuesta vertida directamente al río.



El cumplimiento del balance supone un sistema equivalente formado por un saneamiento separativo con vertido directo de las aguas pluviales (sin ningún tipo de conexión parásita) al medio y un saneamiento ideal (con contaminación cero) de las aguas residuales tratadas. No cabe duda de que se trata de un objetivo ambicioso, y los tanques necesarios suponen volúmenes en general en el entorno de los 15-30 m<sup>3</sup>/Ha drenada, muy por encima de los que se construyen habitualmente. Estos valores son citados por la norma EN-752 como recomendables en zonas sensibles.

Cabe aquí apuntar que las dos filosofías impresas en la norma, la inglesa y la alemana, son perfectamente reconciliables, ya que nada impide diseñar los interceptores para caudales intermedios (del orden de 4-5 Qm), construir depósitos pequeños (del orden de 5-8 m<sup>3</sup>/Ha drenada), y aprovechar los tanques primarios de las depuradoras e incluso los propios colectores como elementos de laminación adicional, con lo que el volumen efectivo aumenta a veces hasta niveles satisfactorios. Los diseños de la Confederación Hidrográfica del Norte siguen este criterio mixto, que está perfectamente de acuerdo con el espíritu de la norma EN-752, que sólo acota posibles tendencias. En estas jornadas se presentará una ponencia sobre los criterios de diseño habitualmente utilizados por la Confederación Hidrográfica del Norte.

Mención aparte requieren los tanques de laminación de avenidas, como los que CLABSA ha construido en la ciudad de Barcelona, y a los que la norma europea menciona sin cuantificar sus volúmenes. La norma ATV-128 plantea como críticas lluvias remarcables pero no extremas desde un punto de vista hidráulico. La misión de los depósitos mencionados en este apartado no es mitigar los efectos de la insuficiencia de drenaje de los colectores. El diseño de depósitos de laminación parte de una filosofía completamente distinta, y se basa en el análisis de los hidrogramas incidentes, exige una modelización previa en régimen variable y ofrece en general volúmenes específicos muy por encima de los aquí presentados.

El agua retenida en un depósito de laminación no es derivada en su totalidad a la estación depuradora, sino que puede ser aliviada al medio receptor ya que su grado de dilución alcanza valores muy altos. Este tipo de depósitos tienen sentido en redes con insuficiencia de drenaje o climas que propicien lluvias muy explosivas, cuyo caso paradigmático en España es el litoral mediterráneo.





## CAPÍTULO 4.- METODOLOGÍA

4.1	INTRODUCCIÓN .....	4-3
4.2	DESCRIPCIÓN DE LAS CUENCAS OBJETO DE ESTUDIO .....	4-3
4.3	TRABAJO DE CAMPO.....	4-11
4.4	TRABAJO DE LABORATORIO .....	4-11
4.5	TRABAJO DE GABINETE .....	4-12





## **4 METODOLOGÍA**

### **4.1 INTRODUCCIÓN**

La metodología seguida en la presente tesis doctoral tiene como fin último la consecución de los objetivos presentados en el capítulo 2. Este proceso diferencia entre dos planteamientos que responden a enfoques completamente diferentes de un mismo problema; por un lado, se utilizará un método que se podría considerar como "tradicional", en el que se dispone de la información de la cuenca necesaria para "alimentar" y calibrar un modelo matemático determinista cuyos parámetros tienen un claro sentido físico; y, por otro, se utilizará un método basado en la teoría de "caja negra", en el que se considera a la cuenca como un sistema con un número suficiente de parámetros que carecen de sentido físico, al menos aparente. Para que este último método sea predictivo es necesario someterlo a un proceso de calibración o entrenamiento, con datos fiables de campo, pero su interés radica en que no es necesaria la información "física" de la cuenca ni de su red de alcantarillado. Este hecho hace que gane enteros frente al modelo tradicional, en el que sí es necesaria dicha información y que cabe la posibilidad de que no exista. El método "tradicional", en cambio, presenta la ventaja de ser más versátil a la hora de proponer cambios o resolver problemas puntuales en la red y analizar sus consecuencias. En pocas palabras, permite diseñar estrategias para optimizar el funcionamiento de elementos concretos del sistema de saneamiento, mientras que los planteamientos de caja negra o "ciegos" a este aspecto reproducen únicamente el comportamiento hidráulico o de contaminación en la sección de cierre o control de la cuenca, sin tener la posibilidad de modificar elementos o factores aguas arriba.

En cualquiera de las dos filosofías planteadas existen tres líneas básicas de trabajo, bien diferenciadas por su naturaleza, que son:

- Trabajo de campo.
- Trabajo de laboratorio.
- Trabajo de gabinete.

En el capítulo 5, "Desarrollo de la metodología", se especifica el alcance de las fases según el planteamiento de que se trate.

### **4.2 DESCRIPCIÓN DE LAS CUENCAS OBJETO DE ESTUDIO**

Las cuencas objeto de estudio han sido dos: "Santiago Este" y "Fontiñas", ambas pertenecientes al sistema de saneamiento y drenaje de la ciudad de Santiago de Compostela. La ciudad de Santiago es la capital de la

Comunidad Autónoma de Galicia y cuenta con una población del orden de 100.000 habitantes reales y unos 135.000 habitantes equivalentes.

"Santiago Este" posee un sistema de alcantarillado esencialmente unitario, mientras "Fontiñas" lo tiene de tipo separativo. El motivo de su elección como cuencas piloto radica precisamente en este hecho, ya que se pretende estudiar las principales diferencias en la contaminación vertida a medio receptor durante sucesos de lluvia entre una cuenca unitaria y una separativa.

En la siguiente figura se puede observar el sistema de drenaje del núcleo urbano de Santiago de Compostela.

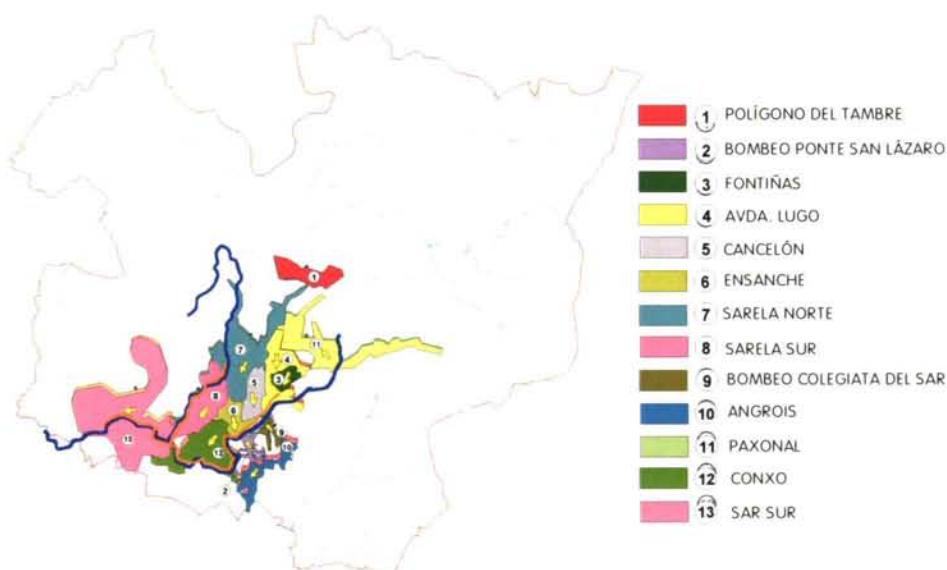


Figura 4-1. Término municipal y esquema del sistema de saneamiento y drenaje de Santiago de Compostela

La cuenca de Santiago Este está formada por las subcuencas 3, 4, 5 y 9 y se puede observar junto a la de Fontiñas en las siguientes figuras.

El sistema de drenaje de la ciudad de Santiago de Compostela posee dos vertientes bien diferenciadas, una que drena hacia el río Sarela y la otra al río Sar. El primero desemboca en el segundo aguas abajo del casco urbano de Santiago.

Actualmente existen dos colectores interceptores principales, el del río Sar y el del río Sarela, que discurren paralelos a los ríos que les dan nombre. Ambos se juntan aguas abajo del casco urbano y discurre a partir de entonces un único colector ( $\phi$  1.200 mm) hasta la planta depuradora de aguas residuales de Silvouta, varios Kilómetros aguas abajo.

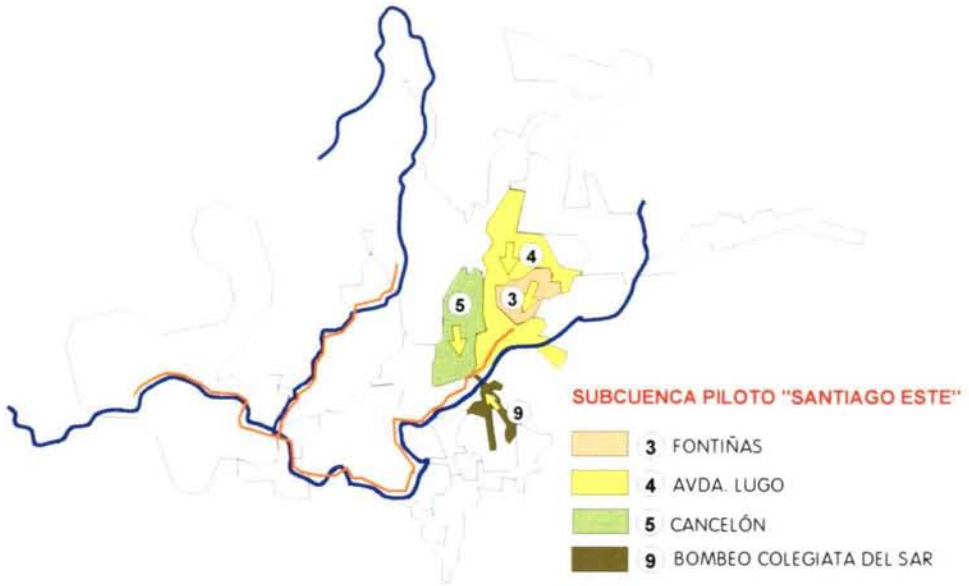


Figura 4-2. Subcuenca piloto "Santiago Este".



Figura 4-3. Subcuenca piloto "Fontiñas".



La situación actual de este sistema de saneamiento se puede resumir en los siguientes aspectos:

- Existen frecuentes sucesos de rebose desde los colectores a los medios receptores Sar y Sarela durante el año, debido a que, por un lado, la red de colectores se ha quedado pequeña para el espectacular crecimiento de la ciudad tras su nombramiento como capital de la Comunidad Autónoma y, por otro, el régimen de lluvias supera ampliamente los 1.000 mm/año, lo que la convierte en una de las ciudades más lluviosas de la península.
- La EDAR de Silvouta se ha quedado claramente infradimensionada y su actual capacidad de tratamiento es del orden del caudal medio de tiempo seco. Este hecho provoca que también existan frecuentes vertidos al río Sar desde el by-pass de la EDAR. Si tenemos en cuenta que el caudal de estiaje del río Sar es del orden de 500 l/s, y que el caudal medio del efluente de la EDAR es del orden de 400 l/s, se puede comprender que el grado de influencia que tiene éste último en la calidad del primero.

A continuación se citan las principales características de cada una de las cuencas estudiadas.

#### Santiago Este

Santiago Este es una cuenca urbana que posee un sistema de alcantarillado de tipo unitario con aproximadamente 19.4 Km de colectores. Tiene una superficie aproximada de unas 265 Ha con un 56% de impermeabilidad. Los usos fundamentales del suelo son el residencial y el comercial.

Una de las principales características de esta cuenca es su fuerte pendiente media, del orden del 5%. Este hecho tiene importancia en el comportamiento de la escorrentía, ya que ésta se introduce en su mayor parte en las rejillas de captación situadas en las intersecciones de calles (de menor pendiente) y no en los imbornales que se hallan a lo largo de las mismas. Evidentemente, este fenómeno tiene influencia en la forma de los hidrogramas generados en la sección de control, que muestran tramos iniciales ascendentes con fuerte pendiente y un tiempo de concentración del orden de 30 minutos.

#### Fontiñas

Se trata de una cuenca urbanizada no hace más de diez años, de tipo residencial y comercial, al igual que Santiago Este, pero con un nivel de actividad menos acentuado y una urbanización de calles y edificios totalmente diferente. Se optó por dotarle de una red de drenaje de tipo separativo, vertiendo el sistema de recogida de aguas pluviales al río Sar, a la altura del Palacio de los Deportes de la ciudad, en las cercanías

de las Piscinas Municipales del Sar, donde se ubicó la sección de control, tal y como se puede observar en la siguiente figura.

La cuenca tiene una superficie aproximada de 45 Ha, con un 65% edificado y el 35% restante destinado a zonas verdes en forma de parques y jardines. La población estimada es del orden de 10.000 habitantes y por lo tanto, la densidad de población por unidad de superficie es del orden de 225 hab/Ha.

Esta cuenca ha sido objeto de estudio sólo en lo que a su sistema de recogida de aguas pluviales se refiere.

Al igual que Santiago Este, posee una pendiente media acusada, del orden del 6%, lo que de igual forma genera hidrogramas apuntados en la sección de control, con un tiempo de concentración alrededor de los 25 minutos.

En cuanto a la tipología de las principales superficies, los tejados son de teja común y las calles son de reciente pavimentación. Hay bandas de césped en muchas de las calles.

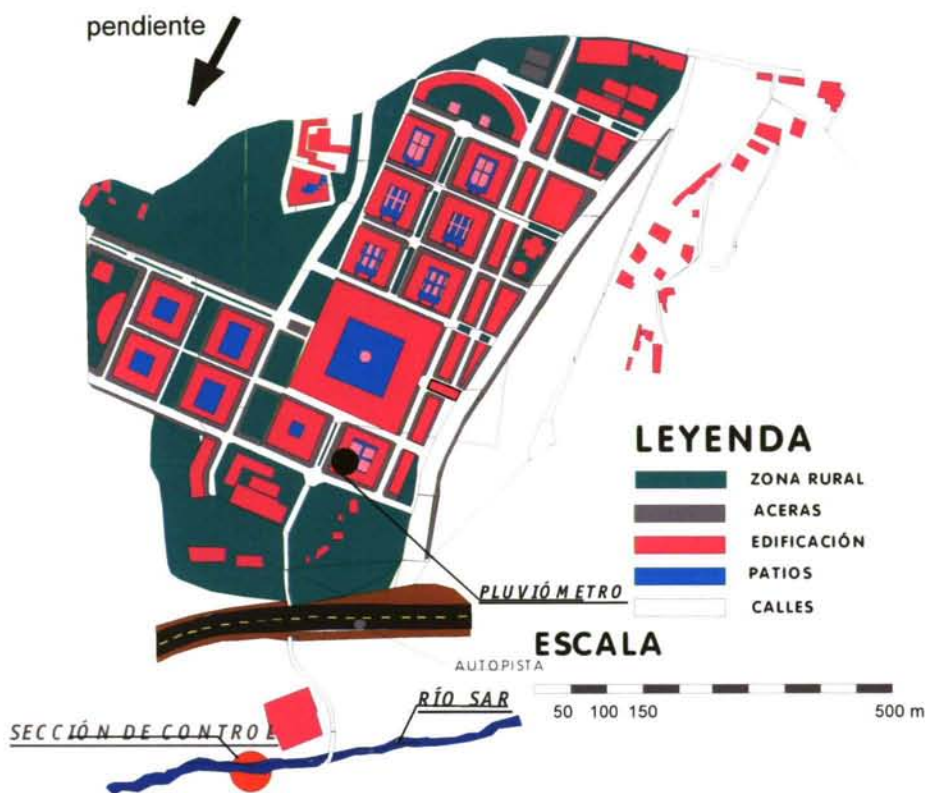


Figura 4-4. Esquema de la cuenca de Fontiñas en Santiago de Compostela.

A continuación se presentan dos fotos aéreas recientes de las cuencas de "Fontiñas" y de "Santiago Este".





Figura 4-5. Vista reciente de la cuenca de Fontiñas, Santiago de Compostela.



*Figura 4-6. Vista reciente de la cuenca de Santiago Este, Santiago de Compostela.*



### 4.3 TRABAJO DE CAMPO

El trabajo de campo supuso la realización de la siguientes actividades:

- Obtención de información de cuenca: cartografía, topografía, Plan General de Ordenación Urbana, población, actividades en las cuencas, etc. Esta fase no es necesaria en el caso de la metodología de “caja negra”.
- Obtención de información de la red: inventario de pozos, conductos, obras auxiliares, etc. Esta labor fue realizada por la empresa AQUAGEST S.A. que es la actual concesionaria de la gestión de los sistemas de abastecimiento y saneamiento de la ciudad de Santiago de Compostela. Al igual que la anterior, esta fase no es necesaria en el caso de la metodología de “caja negra”.
- Instalación de un pluviómetro dentro de cada una de las cuencas estudiadas (un total de dos) con el fin de obtener registros adecuados de la lluvia.
- Establecimiento de una sección de control para cada una de las cuencas estudiadas en el punto final de desagüe de las mismas, en las que se registraron valores en continuo de caudal, y de forma discreta de contaminación a través de los muestreos, tanto de las aguas residuales de tiempo seco (contaminación de base) como de los sucesos de lluvia.
- Mantenimiento de las estaciones de control, programación de los sistemas y recogida de muestras.

### 4.4 TRABAJO DE LABORATORIO

Esta fase es común a ambos planteamientos, y en ella se realizaron diferentes determinaciones de parámetros de contaminación de los sucesos muestreados con el fin de tener para cada uno de ellos sus polutogramas correspondientes, además del hidrograma y del hietograma asociado. Igualmente se realizaron determinaciones analíticas a las muestras tomadas de agua en tiempo seco tanto en la red unitaria como en la separativa.

En el Laboratorio de Ingeniería Sanitaria y Ambiental (LISA) de la E.T.S.I.C.C.P. de la Universidade da Coruña se llevaron a cabo las siguientes determinaciones:

- Sólidos: sólidos totales (ST), sólidos en suspensión (SS), sólidos en suspensión volátiles (SSv), sólidos en suspensión sedimentables (SSsed), sólidos disueltos (SD), sólidos disueltos volátiles (SDv).



- Materia consumidora de oxígeno: DBO<sub>5</sub>, DQO.
- Ensayos microbiológicos: coliformes fecales.

En los Servicios Xerais de Apoyo a la Investigación (SXAIN) de la misma Universidad, se realizaron las siguientes determinaciones analíticas:

- Metales pesados: Zn, Cu, Pb, Cd, Mn, As, Cr, Fe, Ni, Al, asociados a las fases disuelta y particulada de los sólidos presentes.
- Carbono orgánico e inorgánico.
- Hidrocarburos totales.

#### 4.5 TRABAJO DE GABINETE

El trabajo de gabinete consistió en procesar toda la información de las dos fases anteriores empleando una serie de herramientas de análisis con el fin de alcanzar los objetivos propuestos.

Estos trabajos han consistido básicamente en:

- *Archivo ordenado y estructurado de la información recopilada.* Se diseñaron unas fichas tipo para cada uno de los sucesos analizados, en las que se presenta de forma sintética la información hidrológica y de contaminación, además de los valores de los diferentes parámetros generados específicamente para poder analizar y comparar los sucesos. Estos parámetros se emplean posteriormente en el análisis estadístico que se comenta posteriormente.
- *Análisis de la información obtenida:*

El análisis de la información de campo relativa a la contaminación de las aguas, tanto en tiempo seco como de lluvia, persigue tres objetivos fundamentales:

1. Averiguar cuál es la dinámica de movilización de la contaminación durante episodios de lluvia (qué contaminantes se movilizan), para lo cual resulta imprescindible, como es lógico, caracterizar la contaminación de base o de tiempo seco. Se calculan las cargas de los diferentes contaminantes y se comparan con la bibliografía nacional e internacional relacionada con la materia. Se relacionan estos valores con los límites de vertido a medio receptor en función de los diferentes objetivos de calidad en el mismo.
2. Determinar cómo se manifiesta o presenta dicha contaminación con el objetivo claro de permitir diseñar adecuados y eficientes sistemas de control y tratamiento de los reboses de alcantarillado unitario (SCTR) y de aguas pluviales en el caso de un sistema separativo.

Los principales aspectos investigados han sido: a) cómo se distribuye la contaminación movilizada dentro de un suceso de lluvia (análisis normalizado de movilización de volúmenes de agua y masas de contaminantes); b) la asociación de la contaminación a las fases disuelta y particulada de la fracción sólida presente en las aguas de escorrentía urbana.

3. Establecimiento de relaciones entre parámetros observados y tendencias de comportamiento que puedan ayudar a interpretar los fenómenos físicos y químicos que gobiernan el fenómeno. Para ello se emplearon técnicas estadísticas de regresión y, al igual que lo dicho en el párrafo anterior, las conclusiones que de aquí se arrojen deberán servir de apoyo para mejorar la efectividad en el diseño de las soluciones que se propongan como TGEU, y más específicamente con SCTR.

▪ *Modelización:*

Se realizaron modelos hidrológicos y de contaminación (SS) mediante herramientas de simulación: por un lado el empleo del SWMM con parámetros de claro sentido físico en el caso del planteamiento "tradicional", el SWMM con parámetros sin una conceptualización física, y redes de neuronas artificiales para el planteamiento de "caja negra". Finalmente se ensayaron diferentes TGEU's con el SWMM para obtener sus grados de eficacia en cuanto a eliminación de la contaminación movilizada para la ciudad de Santiago de Compostela, diferenciando entre un sistema unitario y uno separativo.

Esta última tarea exigió una labor previa de análisis de sensibilidad de parámetros y de calibración de los modelos, para lo cual se empleó la información de campo además de la herramienta de autocalibración denominada PEST (*"Parameter Estimation"*).





## CAPÍTULO 5.- DESARROLLO DE LA METODOLOGÍA

5.1	TRABAJO DE CAMPO .....	5-3
5.1.1	Información de cuenca .....	5-3
5.1.2	Información de la red de alcantarillado .....	5-3
5.1.3	Secciones de control .....	5-3
5.1.4	Información pluviométrica .....	5-5
5.2	TRABAJO DE LABORATORIO .....	5-5
5.3	TRABAJO DE GABINETE .....	5-6
5.3.1	Introducción.....	5-6
5.3.2	Análisis de la información de las secciones de control .....	5-7
5.3.2.1	Organización de la información.....	5-7
5.3.2.2	Análisis estadístico .....	5-10
5.3.3	Modelización .....	5-12
5.3.3.1	Modelo hidrológico-hidráulico según el planteamiento “tradicional” .....	5-13
5.3.3.2	Modelo hidrológico-hidráulico según el planteamiento de “caja negra” .....	5-20
5.3.3.3	Modelo de la red de drenaje utilizando una red de neuronas artificiales.....	5-20
5.3.3.4	Modelo de contaminación.....	5-22
5.3.3.5	Formulación de los procesos de acumulación y lavado en el módulo de escorrentía del SWMM .....	5-23
5.3.3.6	Sistemas de control y tratamiento de reboses de alcantarillado unitario y de aguas pluviales de un sistema separativo .....	5-28
5.3.3.7	Consideraciones hidráulicas sobre los depósitos .....	5-33



## **5 DESARROLLO DE LA METODOLOGÍA**

En este capítulo se expone la metodología seguida, cuyo índice ya ha sido presentado en el capítulo 4.

### **5.1 TRABAJO DE CAMPO**

#### **5.1.1 Información de cuenca**

Para la cuenca de "Fontiñas", la empresa gestora del saneamiento "Aquagest Galicia, S.A." facilitó la información de cartografía y topografía, en formato papel la primera y digital la segunda. Dicha información ha servido esencialmente para elaborar el modelo hidrológico de la cuenca, tal y como se comentará en el apartado de modelización.

Se utilizó el Plan General de Ordenación Urbana con el fin de conocer los usos del suelo y estimar los coeficientes de escorrentía de la forma más coherente posible. Se realizaron numerosas visitas de campo como apoyo al trabajo de gabinete.

#### **5.1.2 Información de la red de alcantarillado**

La empresa Aquagest realizó el levantamiento de la red separativa de "Fontiñas". Se recopiló la información de red en forma de "fichas" en las que fundamentalmente se recogía la siguiente información:

- pozos: nº, diámetro, profundidad, material, estado de conservación, etc.
- conductos: nº, longitud, diámetro, material, pendiente, etc.
- obras auxiliares

Esta información ha sido empleada esencialmente para la elaboración del modelo hidráulico de las redes de cada una de las cuencas.

#### **5.1.3 Secciones de control**

Se establecieron dos estaciones, una por sección de control, en forma de caseta metálica cerrada y protegida contra posibles acciones vandálicas.

En ellas se registraron, entre otros, los siguientes parámetros:

- Caudal: mediante un caudalímetro Sigma 900 de forma continua con un valor cada diez minutos.



- Contaminación: se instaló un tomamuestras automático SIGMA. Las muestras se tomaron en tiempo seco y tiempo de lluvia.
  - tiempo seco: una curva diaria por cuenca resultado de promediar dos campañas de tiempo seco en cada una de las secciones de control.
  - tiempo de lluvia: un total de veintiún sucesos (once en "Santiago Este" y diez en "Fontiñas"). La señal de arranque del tomamuestras automático se intentaba ajustar al nivel superior del caudal punta diario de la sección.

En el Anexo III "Fotografías" se puede apreciar con cierto detalle la instalación de dichas estaciones de control, y en el Anexo IV "Descripción de los equipos", se detallan las características de los mismos. En la cuenca de "Santiago Este" se comenzó a trabajar con un suministro eléctrico basado en varias baterías de camión conectadas en paralelo. Pasado un tiempo, la empresa Aquagest realizó las obras necesarias para el suministro eléctrico, con lo cual se desarrolló en el laboratorio de ISA de la E.T.S.I.C.C.P. de la Universidade da Coruña un dispositivo ó kit eléctrico (ver anejo III Fotos) versátil para cualquier tipo de suministro (corriente continua, trifásica) y con varios enchufes para la totalidad de equipos dispuestos en la sección de control.

En la sección de Fontiñas, la alimentación eléctrica a 220V no fue posible puesto que su ubicación quedaba lejos de cualquier posible toma y el importe de la instalación y acometida hubiese sido muy cuantioso, al menos a los efectos de la presente tesis doctoral.

En la figura siguiente se pueden observar los principales elementos de las secciones de control.

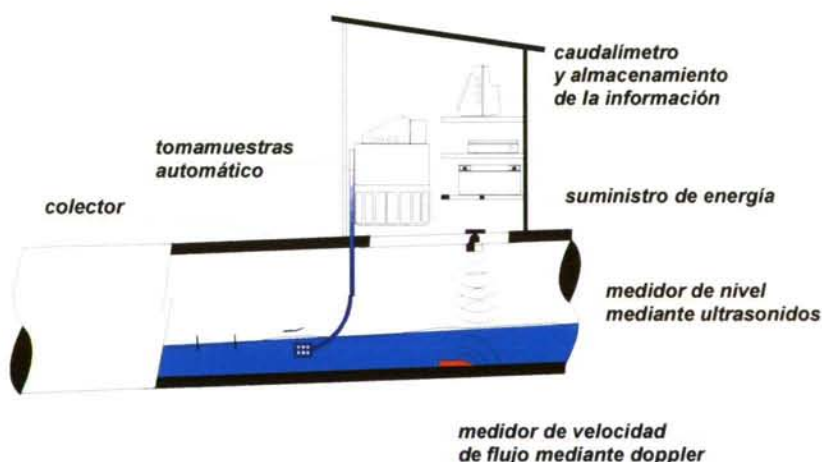


Figura 5-1. Esquema con los principales elementos de las secciones de control

La información obtenida de estas secciones de control se puede considerar la más importante a efectos de los objetivos de esta tesis doctoral puesto que ha servido para:

- Calibración del modelo hidrológico-hidráulico (caudal) y de contaminación (sólidos en suspensión) de la cuenca de Fontiñas de acuerdo con el planteamiento "tradicional" anteriormente comentado.
- Calibración o entrenamiento del modelo de caja negra de la cuenca de "Santiago Este" con el fin de asegurar su capacidad predictiva.
- Análisis de la contaminación movilizada tanto en condiciones de tiempo seco como de lluvia (sucesos muestreados), lo cual da idea de la problemática real de la contaminación en las cuencas estudiadas así como la forma en que se manifiesta. Esta información resulta fundamental a la hora de diseñar sistemas efectivos que minimicen la contaminación vertida a medio receptor y se cumplan así los objetivos de calidad en el mismo en base a los usos que se hayan definido en el mismo.

#### **5.1.4 Información pluviométrica**

Se instalaron dos pluviómetros, uno por cuenca. El de "Santiago Este" fue instalado y explotado por el Departamento de Edafología de la Facultad de Farmacia de la Universidad de Santiago de Compostela; el de "Fontiñas" fue instalado desde el área de Ingeniería Sanitaria y Ambiental de la E.T.S.I.C.C.P. de la Universidad de A Coruña.

Se registraron datos de intensidad de lluvia cada 10 minutos en el período que va desde:

"Santiago Este": años 1995 a 1999.

"Fontiñas": años 1999 y 2000.

La información de lluvia ha sido fundamental a la hora de disponer de información fiable y válida como "input" a los modelos de cada una de las cuencas, tanto para el proceso de calibración como para la simulación de los diferentes TGEU's analizados.

## **5.2 TRABAJO DE LABORATORIO**

La metodología seguida en las determinaciones llevadas a cabo en el laboratorio de LISA es la indicada en la publicación "Standard Methods" (1992).

En el anejo V se describe la metodología de las determinaciones analíticas que se ha seguido en el laboratorio del SXAI.

Todos estos análisis corresponden a las muestras tomadas de los diferentes sucesos de lluvia de las cuencas de "Santiago Este" y de "Fontiñas", además de aquellas que sirvieron para caracterizar la contaminación de base ó de tiempo seco.

En total se analizaron veintiún sucesos de lluvia (once en "Santiago Este" y diez en "Fontiñas"), con una media de 10-15 muestras por suceso analizado, a intervalos variables de tiempo entre muestra y muestra que van desde 5 a 15 minutos. La caracterización en tiempo de lluvia puede considerarse "fina" o "con detalle" ya que se persigue el conocer cómo se movilizan los contaminantes a través de la variación de sus concentraciones en una escala de tiempo reducida.

### **5.3 TRABAJO DE GABINETE**

#### **5.3.1 Introducción**

Aunque el trabajo de campo y de laboratorio ha sido muy cuantioso, se describirán a continuación con más detalle las "tareas de gabinete", ya que constituyen el destino de toda la información recopilada en las dos fases anteriores.

Se han desarrollado dos líneas básicas en cuanto a la naturaleza de los trabajos: por un lado, una labor de análisis de la información de campo proveniente de las secciones de control, es decir, caudales y sucesos de lluvia registrados; y, por otro, una labor de modelización con el empleo del software de estudio de sistemas de saneamiento SWMM y una herramienta de autocalibración denominada PEST. Para el caso de la cuenca de "Fontiñas", la información de campo introducida en el modelo responde a la realidad física de la cuenca, mientras que para la cuenca de "Santiago Este", la información que alimenta al modelo no responde a las características de la cuenca y pudiera ser perfectamente la de cualquier cuenca de 45 Ha del Noroeste de España. La única condición es que el sistema modelizado tenga suficientes parámetros (grados de libertad) para que con un proceso de calibración adecuado sea capaz de reproducir hidrogramas y polutogramas con garantía suficiente para los propósitos del estudio. Esta idea apuesta claramente por la preponderancia de invertir esfuerzos en campañas de campo en vez de en modelización, en la que en la mayoría de las ocasiones no se dispone de información suficiente.

A continuación se desarrolla la metodología seguida para cada una de las distintas labores del trabajo de gabinete, apuntando brevemente los objetivos particulares que se persiguen.



### 5.3.2 Análisis de la información de las secciones de control

#### 5.3.2.1 Organización de la información

Cuando la información que se maneja alcanza una dimensión suficientemente grande se requiere de un sistema de organización y clasificación de la misma eficaz, accesible y que sea capaz de mostrar los datos de forma conjunta con el fin de tener una visión global de lo que se está analizando. En este sentido, se han elaborado unas "fichas tipo", por suceso muestreado y considerado válido para análisis, en las que se recoge la información que se pasa a comentar a continuación. Estas fichas se presentan en el anejo VI.

La organización de la información incluida en las fichas es común a todas ellas, pero el contenido varía de un suceso a otro en función de las determinaciones analíticas que se hayan realizado.

La información recogida en las fichas se estructura de la siguiente manera:

- *1ª hoja:*

En la 1ª hoja se da una visión de conjunto del suceso muestreado, y la información se distribuye en las siguientes categorías:

- *General:*

a) Una lista de las determinaciones de laboratorio efectuadas ("checklist") en el LISA de la E.T.S.I.C.C.P. y en el SXAI.

b) Información del suceso muestreado: localización cronológica, número de muestras e intervalos de tiempo entre ellas, parámetros calculados y analizados (concentraciones medias de suceso o CMS, coeficientes de primer lavado, etc.) en base, lógicamente, a los análisis de laboratorio realizados.

c) Información de la cuenca estudiada

- *Hidrológica-hidráulica:*

En este apartado se presentan el hietograma e hidrograma del suceso muestreado.

- *Contaminación:*

En este apartado se presentan los polutogramas de los contaminantes analizados, entre los que se pueden encontrar: sólidos (ST, SS y SD), carbono orgánico e inorgánico, hidrocarburos totales y metales pesados.

- *Parámetros para análisis correlacional:*

Como ya se adelantó anteriormente, los parámetros que aquí se presentan son aquellos que se emplearán en un posterior análisis estadístico, con el fin de deducir tendencias en el comportamiento de la contaminación movilizada. El análisis estadístico resulta una herramienta fundamental a la hora de observar relaciones dentro de una población importante de datos, en este caso de sucesos reales de contaminación durante episodios de lluvia.

La información se distribuye en los siguientes apartados: a) hidrología; b) contaminación de las aguas, y c) coeficientes de movilización de masas.

a) Hidrología

Altura de lluvia:

*P total*: altura total de precipitación (mm).

Intensidad de lluvia:

*I+*: intensidad máxima de lluvia (mm/h).

*I medio*: intensidad media de lluvia (mm/h)= $P_{total}/Duración$

Duración y DTSP:

*Duración*: duración total del suceso (horas).

*DTSP*: duración del tiempo seco precedente (días).

Volúmen total y cuadales (Q):

*Vw*: volúmen total del suceso por unidad de superficie ( $l/m^2$ ).

*Q+*, *Q-*: caudales máximo y mínimo registrados ( $m^3/s$ ).

*Q medio*: caudal medio ( $m^3/s$ )= $Vw/Duración$ .

b) Contaminación de las aguas

$SSm = Mss/Vw$ : coincide con la CMSss.

*SS min*: concentración mínima de suceso de los SS (mg/l).

*SS max*: concentración máxima de suceso de los SS (mg/l).

*M<sub>ss</sub>*: masa total de SS por unidad de superficie (g/m<sup>2</sup>).

*Q<sub>ss</sub>* medio: flujo másico medio de SS (g/s).

*Q<sub>ss+</sub>*: flujo másico máximo de SS (g/s).

*CMS<sub>ss</sub>*: concentración media de suceso de SS (mg/l).

*CMS<sub>SD</sub>*: concentración media de suceso de SD (mg/l).

*CMS<sub>corg</sub>*: concentración media de suceso de Corg (mg/l).

*CMS<sub>cinorg</sub>*: concentración media de suceso de Cinorg (mg/l).

*Cd<sub>-</sub>*, *Cd<sub>+</sub>*: conductividades mínima y máxima de suceso (μS/cm).

*Cd<sub>media</sub>*: conductividad media de suceso (μS/cm).

*Turb<sub>media</sub>*: turbidez aparente media de suceso (NTU).

*Coefficientes de primer lavado* correspondientes a sólidos, metales, carbono e hidrocarburos.

- *Hojas restantes*

En las siguientes hojas de cada una de las fichas tipo nos podemos encontrar la siguiente información:

- Gráficas de análisis del primer lavado de sólidos, metales (masa total, fases disuelta y particulada), carbono orgánico e inorgánico, e hidrocarburos totales. Estas gráficas tienen por eje de ordenadas los valores acumulados de la masa del contaminante y el volumen del suceso normalizados (0-1); y por eje de abscisas el tiempo acumulado normalizado (0-1) del suceso en cuestión.

- Polutogramas de los metales pesados analizados, en la forma de masa total y asociada a las fases disuelta (SD) y particulada (SS) del material sólido presente. Estos polutogramas van acompañados de los correspondientes de ST y SS, con el fin de poner de relieve las tendencias en el comportamiento de los metales pesados analizados.

- Gráficas de asociación de los metales a los SD mediante el coeficiente "fd", que se define como el porcentaje de esta fase del metal respecto a la masa total de sólidos presentes, es decir:

$$f_d = \frac{m_{\text{metaldisuelto}}}{m_{\text{totalsólidos}}}$$



Esta definición ya ha sido presentada en el capítulo 3, "Estado actual del conocimiento", con referencias concretas a estudios en los que se ha empleado.

- Tabla resumen en la que se presentan las "concentraciones medias de suceso", CMS, de todos los parámetros analizados (sólidos, metales, carbono e hidrocarburos), enfrentándose dicha información a diversos criterios de calidad de agua dulce en medio receptor tanto de la legislación estatal actual como de la de la US-EPA. En esta tabla se completan los valores de las CMS con los elementos que no figuran en el apartado de contaminación de las aguas de la 1ª hoja (metales pesados e hidrocarburos) y que también se consideran en el análisis estadístico correlacional.

- Polutograma resumen de la masa total de todos los metales pesados analizados, que da idea del efecto de primer lavado en la movilización de los mismos.

#### 5.3.2.2 *Análisis estadístico*

El análisis estadístico, en este caso de datos hidrológicos y de contaminación de aguas, permite establecer relaciones entre parámetros observados y deducir tendencias de comportamiento, que pueden ayudar a interpretar los fenómenos físicos que gobiernan un determinado sistema. En este sentido, es importante remarcar el hecho que nunca un análisis estadístico de regresión implica por sí mismo la dependencia causa-efecto entre varios parámetros, sino, más bien, solamente ofrece correlaciones ó tendencias de comportamiento, en algunos casos cuantificables, que señalan la interrelación de las variables presentes en el problema, en el sentido de que el aumento de algunas va aparejado al descenso ó aumento de otras, pudiendo representarse dicha variación mediante fórmulas más ó menos aproximadas, ajustables mediante técnicas de minimización de los errores presentes en la formulación.

Se parte de la hipótesis en todos los análisis de que las diversas variables representadas vienen afectadas por un error aleatorio que se comporta según una distribución normal, y que los sucesos analizados son independientes debido al espaciamiento temporal existente entre ellos. Con estas hipótesis se puede demostrar que los mejores estimadores para el ajuste lineal de los diversos modelos son los determinados mediante la técnica de mínimos cuadrados.

El análisis estadístico se ha realizado sobre una muestra con un tamaño poblacional de once y diez experimentos para las cuencas de "Santiago Este" y "Fontiñas", respectivamente. Representan aguaceros ocurridos en la cuenca de estudio correspondiente, separados en el tiempo de forma tal que se puede considerar la hipótesis de independencia entre las medidas de las variables de estudio.

En primer lugar se ha estudiado la correlación entre todas las variables, tomadas de dos a dos, mediante una matriz de correlación, en la que se ha estimado este coeficiente mediante el estimador de Pearson. Los valores de la correlación se sitúan en el intervalo  $(-1, +1)$  la unidad, un valor de uno indica una correlación lineal perfecta, y uno de menos uno indica una correlación lineal negativa perfecta. Desde la hipótesis de normalidad efectuada se puede calcular la probabilidad de que el estimador de la correlación sea menor que el valor predicho mediante la realización muestral obtenida (en este valor de la probabilidad se tiene en cuenta la extensión de la muestra). Esta probabilidad, llamada nivel "p", permite evaluar el grado de confianza sobre el ajuste lineal, y, más que eso, estima la posible interdependencia lineal entre cada par de variables; cuanto menor sea el nivel "p" mejor será el ajuste lineal, y viceversa. Terminada esta primera etapa disponemos de un criterio a la hora de ver la interrelación entre las variables presentes en el problema, así como la forma de la interdependencia entre ellas. Esta información nos es muy útil a la hora del estudio del fenómeno físico, aunque por sí sola realmente no tenga mayor utilidad práctica.

Analizados los datos sobre la dependencia de las variables y su significado físico, y vista la dependencia presente en los gráficos de correlación, se presentan posibles modelos de ajuste lineales multiparámetro, mediante un procedimiento iterativo, en el que en cada paso se añaden al modelo las variables lógicas más representativas estadísticamente hablando. Evidentemente el análisis de regresión lineal únicamente sirve como un primer tanteo de la fórmula a aplicar para explicar la interrelación entre las diversas variables. A la vista de los resultados, y con las variables más interrelacionadas, se establecen ajustes de curvas considerando modelos de aproximación más elaborados. Cabe añadir que dado el escaso número de experimentos que conforman las muestras utilizadas poco se puede decir sobre la fórmula de ajuste a la que se llega, ya que, por ejemplo, en muchas ocasiones ni tan siquiera se cubre todo el rango de variación de las variables que intervienen en los fenómenos medidos. En este sentido se ha seguido en el análisis el principio de parquedad estadística, que junto al escaso número de datos sobre los que se basa el análisis, justifican el considerar en la mayoría de los ajustes, a lo sumo, dos variables independientes para cada variable dependiente.

El análisis estadístico se ha efectuado con el software SPSS. Como conclusión del mismo cabe remarcar la presencia de claras e interesantes tendencias de intercorrelación entre varias variables, y la escasa información que la estadística proporciona si no se ve acompañado de una interpretación física de los fenómenos que intervienen en el proceso. El análisis estadístico debe, tal y como se ha venido considerando hasta el momento, servir como herramienta para comprobar tendencias y deducir conclusiones sobre aspectos formales de los sistemas físicos idealizados y modelizados, pero siempre interpretando y comprendiendo el comportamiento de las variables que gobiernan los sistemas considerados.



### 5.3.3 Modelización

El objetivo que se persigue con los trabajos de modelización es la de obtener una herramienta calibrada y validada con la que poder ensayar diferentes escenarios de actuación. Estos escenarios se diferenciarán entre sí por la tipología del SCTR en el caso de "Santiago Este" o de TGEU en el caso de la cuenca separativa de "Fontiñas", ambos situados en el punto de desagüe de la cuenca. De cada uno de estas tipologías se evalúa su grado de eficiencia en la eliminación de la contaminación vertida a medio receptor y, por comparación entre ellos, se recomienda el sistema más eficaz para cada tipo de cuenca.

Esta labor exige pasar por las siguientes etapas para cada una de las cuencas:

- Elaboración del modelo hidrológico-hidráulico. Se ha empleado para ello el modelo SWMM que se describe de forma resumida en el anejo VII, "*Descripción del modelo SWMM*". El proceso de calibración del modelo se llevó a cabo con el programa PEST ("Parameter Estimation"). En el caso de la cuenca de Fontiñas (método tradicional), la información introducida al modelo responde a los datos reales de cuenca. Para la cuenca de Santiago Este, la información introducida responde a grandes rasgos a las características morfológicas de la cuenca (dimensiones de manzanas y tubos similares a los de la cuenca estudiada), pero sin respetar en absoluto su topología real. Se le está dotando de un cierto número de grados de libertad al sistema de manera que éste posea la suficiente capacidad predictiva una vez completada su fase de calibración.
- Elaboración del modelo de contaminación (sólidos en suspensión) de cada una de las cuencas con SWMM y su calibración con PEST. Se eligió como parámetro de contaminación a simular los SS como consecuencia de una de las principales conclusiones del análisis de la información de campo y de la revisión bibliográfica, que no es otra que la de que la mayor parte de la contaminación movilizada durante episodios de tormenta está ligada a los sólidos en suspensión.
- Simulación de los diferentes sistemas de control y tratamiento de reboses (alcantarillados unitarios) y de aguas pluviales (alcantarillados separativos). Con los resultados obtenidos se elaboraron curvas de rendimiento en la eliminación de la contaminación vertida a medio receptor.

De forma paralela a este proceso se ensayaron otros tipos de modelos, como son las redes de neuronas artificiales.

La determinación de la escorrentía generada por la lluvia en zona urbana ha sido estudiada con profusión. Hay una gran cantidad de modelos matemáticos y programas de ordenador que resuelven ese problema, basándose, en general, en modelizaciones conceptuales de la cuenca, bien por



el método del hidrograma unitario, bien en una modelización hidráulica pura como son las ecuaciones de la onda cinemática. Sea de uno u otro modo, se intenta buscar un sentido físico a la modelización y a los parámetros que surgen en el proceso de validación.

Al contrastar los datos obtenidos por el modelo con datos reales aparecen unos parámetros a ajustar cuyos valores óptimos discrepan a veces de los esperables aplicando estrictamente la teoría. Se considera entonces que al manipular un conjunto de parámetros menor que el realmente involucrado (ya que el problema en toda su complejidad tiene innumerables grados de libertad) algunos de los utilizados deben responder de más de un fenómeno físico, con lo que su sentido físico intrínseco pierde vigencia. Esto es particularmente cierto en los modelos que utilizan el hidrograma unitario: de hecho algunos de los hidrogramas unitarios sintéticos más utilizados tienen parámetros de dudoso sentido físico.

Desprenderse del sentido de los parámetros es sólo el primer paso en un proceso que apunta a la preponderancia de los datos reales sobre los modelos conceptuales (lógicamente existen otras líneas de pensamiento). Este proceso, que tiene seguidores y detractores, da un paso más al ignorar completamente del modelo conceptual (no hay cuenca, no hay canales, no hay ecuaciones), confiando la estructura del ajuste a los datos medidos en el campo. Los modelos basados en redes de neuronas artificiales siguen esa línea, al igual que la modelización "ciega" con SWMM realizada en esta tesis doctoral. Al final de este capítulo se describe el modelo de la red de drenaje de "Fontiñas" utilizando una red neuronal, y en el capítulo 6 de "Presentación y valoración de los resultados" se realiza una comparación de este modelo con el de base conceptual física como el SWMM.

A continuación se presenta más detalladamente en qué ha consistido cada una de estas fases, y los resultados de las mismas se presenta en el capítulo 6.

#### *5.3.3.1 Modelo hidrológico-hidráulico según el planteamiento "tradicional"*

El proceso de modelización se llevó a cabo con el modelo de drenaje SWMM distribuido por la Agencia de Protección Medioambiental, US-EPA, y supuso la ejecución de las siguientes actividades:

- Información de "alimentación" al modelo y su introducción en el mismo:
  - Información cartográfica (áreas, tipos de superficie y sus características, etc.), topográfica y de pluviometría (hietogramas de intensidad de lluvia cada 10 minutos) para la elaboración del modelo de escorrentía.
  - Datos de la red de colectores para la elaboración del modelo de flujo variable.

- Información de la población y de consumo de agua con el fin de estimar el caudal de tiempo seco y poder estimar el de infiltración a la red.
  - Datos de campo (caudales registrados en la sección de control) para los procesos de calibración del modelo.
- Elaboración, calibración y validación del modelo hidrológico-hidráulico:
    - *Conceptualización y discretización de la cuenca y de la red.*

La cuenca drenante se ha representado conceptualmente como una malla con los siguientes elementos hidráulicos: subcuencas (*discretización de la cuenca*), canales (red secundaria) y conductos (red principal). Los dos primeros elementos se han empleado en la simulación del flujo de la escorrentía, mientras que las tuberías y sus elementos de unión (pozos) representan el sistema de conductos que transportan los hidrogramas de entrada al mismo (agua de lluvia y caudal de base - aguas sanitarias y de infiltración) hasta el punto de desagüe de la cuenca en donde se ha situado la sección de control.

Se empleó el módulo "RAIN" (ó de lluvias) de SWMM a la hora introducir la información de la precipitación en la forma de intensidad de lluvia cada 10 minutos. Este módulo lee directamente los ficheros de lluvia: se simuló de forma continua los años 1995, 1996, 1997, 1998 y 1999 para la evaluación de los diferentes TGEU's. Los ficheros de lluvia se elaboraron de acuerdo a un formato previamente definido en el fichero de instrucciones del módulo "RAIN" en el SWMM.

El subprograma "RUNOFF" ó de escorrentía de SWMM se ha empleado para simular el proceso de la conversión de la lluvia caída sobre la cuenca en escorrentía. Para la correcta aplicación de este módulo es preciso dividir la cuenca objeto de estudio en subcuencas. El criterio de discretización es el de que cada subcuenca generada ha de ser un elemento con cierto grado de homogeneidad en sus características (por ejemplo en las físicas: pendiente media, impermeabilidad, coeficiente de rugosidad, etc.).

La cuenca de "Fontiñas" se subdividió en 189 subcuencas: calles, tejados y zonas verdes ó "rurales", tal y como se puede observar en las siguientes figuras.

Aunque se explica más detalladamente en el anejo VI "Descripción del modelo SWMM", se resume a continuación la conceptualización física de los módulos empleados del SWMM ("RUNOFF" ó escorrentía, "EXTRAN" ó transporte avanzado) para la elaboración del modelo hidrológico-hidráulico de las cuencas.

La conceptualización del fenómeno físico empleada en el módulo de escorrentía se basa en considerar cada superficie subcuenca como un depósito no lineal con una sola entrada, la precipitación, y varias salidas, la infiltración, la



evaporación y, como es lógico, la escorrentía generada. La capacidad de este depósito es lo que se viene a llamar la máxima altura de almacenamiento superficial y corresponde al conjunto de irregularidades en la superficie de la subcuenca capaces de almacenar agua. La escorrentía se genera cuando la altura de agua en el depósito sobrepasa la altura máxima de almacenamiento. La subcuenca funciona como un tanque de almacenamiento con un vertedero a la altura de la máxima altura de almacenamiento. La intensidad de la precipitación menos los flujos de la infiltración y de la evaporación representa el flujo de entrada al depósito. Este proceso se repite para cada una de las subcuencas y se modela mediante dos ecuaciones: la de continuidad, que controla el volumen ó la altura de la lámina de agua sobre la subcuenca; y la ecuación de Manning, que modeliza el caudal de escorrentía en función de la altura de la lámina del flujo que exista por encima del umbral del vertedero ó máxima altura de almacenamiento (Nix, 1994).

Las superficies "tejado" drenan a lo que se llaman canales ó red secundaria, es decir, aquellos conductos de drenaje que transportan la escorrentía generada hasta el imbornal correspondiente de la red de alcantarillado ó red principal.

Las superficies tipo "calle" drenan directamente a un imbornal de la red principal situado en la zona de intersección de calles. Tal y como se comentó anteriormente, el hecho de que la pendiente media de las cuencas estudiadas sea elevada hace que la mayor parte del caudal de escorrentía no se introduzca en los imbornales de la calle correspondiente sino más bien en la superficie de intersección de calles por ser éstas prácticamente planas.

La cuenca de "Fontiñas" se ha discretizado en un total de 53 canales. Un esquema de la red secundaria de cada una de las cuencas se puede observar en las siguientes figuras.

La red secundaria se ha modelizado en el módulo de escorrentía, mientras que la red principal de conductos se ha modelizado en el módulo avanzado de transporte.

El módulo "EXTRAN" ó módulo avanzado de transporte es un modelo de flujo dinámico que transporta los hidrogramas de entrada a través de un sistema de conducciones en lámina libre. Integra las ecuaciones completas de Saint-Venant.

La simplificación de este módulo es la de considerar la red de alcantarillado como una malla formada por nudos en los cuales se unen las tuberías. Estos nudos son elementos de almacenamiento y corresponden a los pozos de registro en la realidad.

La cuenca de "Fontiñas" se ha discretizado en 158 tuberías y 158 pozos de registro. Las siguientes figuras detallan los esquemas simulados.

Resumiendo, lo que se tiene es un hidrograma simulado en el punto bajo de cada cuenca estudiada (lugar donde se instaló la sección de control)



correspondiente a la serie histórica de lluvias registradas y que han sido introducidas en el modelo a través del módulo "RAIN" ó de lluvia. El siguiente paso es el de calibrar el modelo mediante comparación entre los hidrogramas simulados y los registrados.

A continuación se muestra la discretización de la cuenca de "Fontiñas":

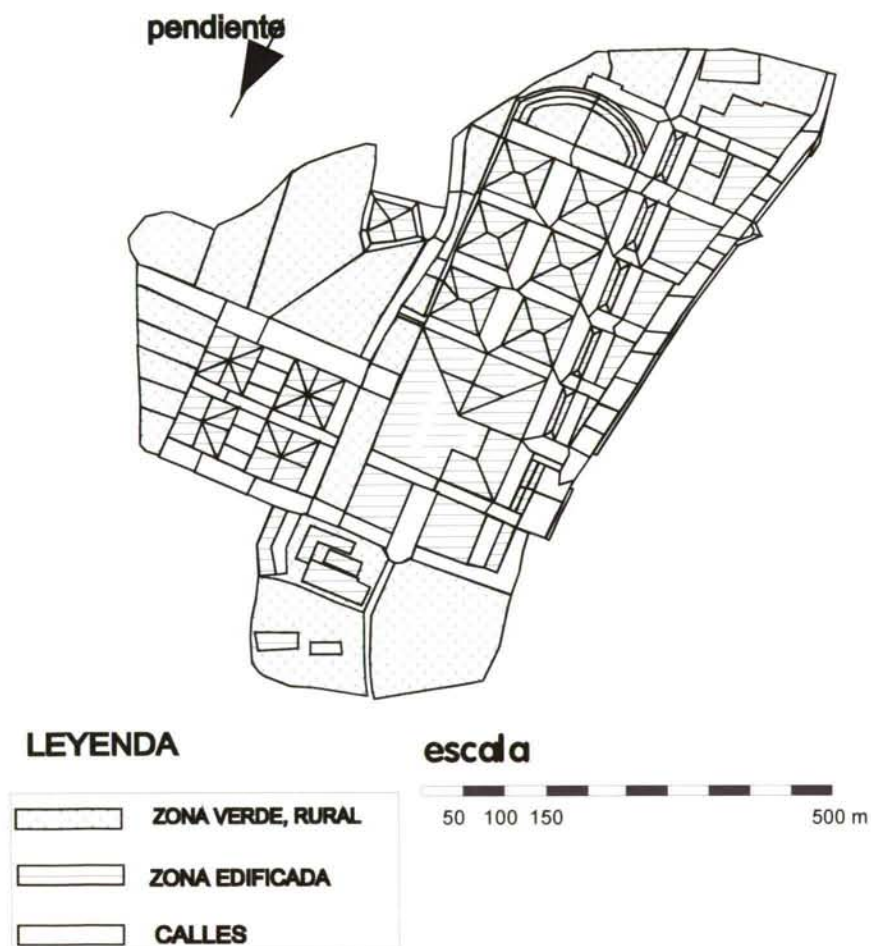


Figura 5-2. Discretización de la cuenca de Fontiñas (Santiago de Compostela).

A continuación se muestra el esquema de la red principal y secundaria del modelo hidráulico empleado en la cuenca de "Fontiñas":

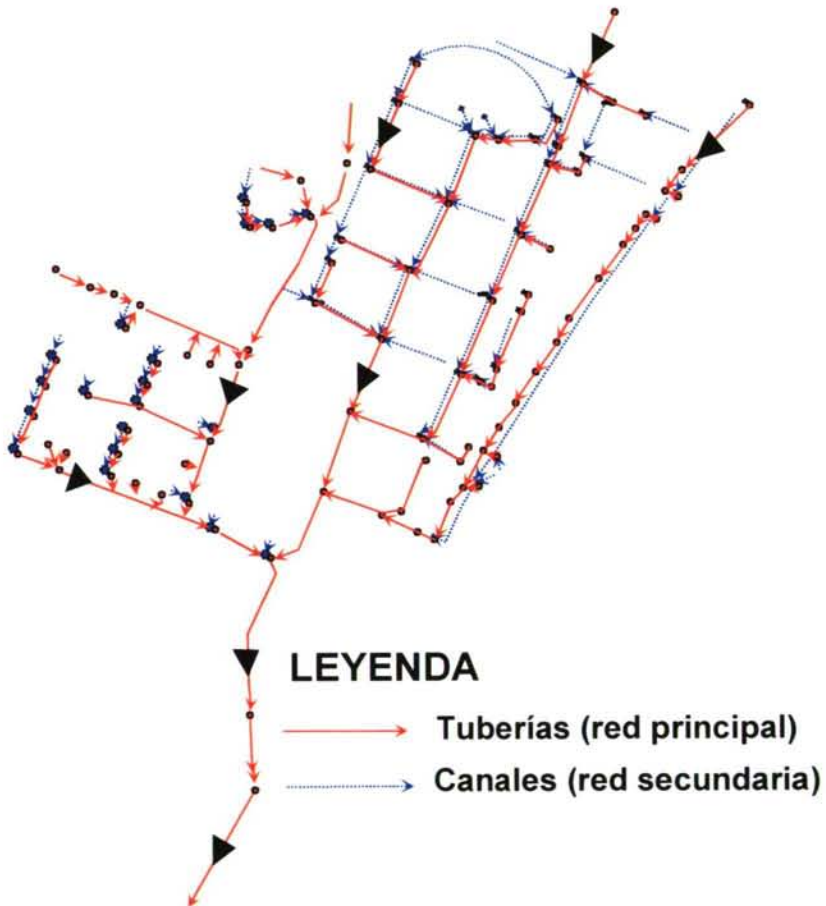


Figura 5-3. Esquemas de la red principal y secundaria del modelo de "Fontiñas"

*- Análisis de sensibilidad*

Una vez que se tuvo elaborado el modelo hidrológico-hidráulico, se procedió a un análisis de sensibilidad del mismo con el objetivo de averiguar cuáles son los parámetros independientes más influyentes para el proceso de calibración del modelo.

En el proceso de análisis de sensibilidad tan sólo se consideraron aquellos parámetros difícilmente cuantificables y que, por tanto, llevan implícito un alto grado de incertidumbre dentro del modelo.

*- Calibración del modelo*

El criterio de selección de parámetros a calibrar es el resultante de la combinación de los siguientes factores:

- Parámetros más influyentes en la forma de los hidrogramas simulados como resultado del análisis de sensibilidad efectuado.
- Parámetros con ninguna información de campo en el caso del método tradicional.
- Parámetros cuya dificultad y/o tiempo necesario para su estimación hubiesen rebasado el contexto en el que se enmarca esta tesis doctoral.
- Selección de parámetros independientes, es decir, cuyo grado de correlación es bajo. El fin es asegurar un elevado nivel de confianza en los resultados del proceso de calibración.

El proceso se llevó a cabo en primer lugar con una calibración manual, y, en una segunda fase, se empleó el software específico de autocalibración PEST ó "Parameter Estimation". Esta segunda fase se basó en las conclusiones derivadas de la calibración manual previamente realizada y de las referencias bibliográficas. Se obtuvieron los valores óptimos de los parámetros y sus intervalos de confianza, además de otros indicadores estadísticos (matrices de correlación, etc.) de la validez de dichos valores.

En este proceso de calibración se compararon los hidrogramas registrados en la sección de control en el punto de desagüe de las cuencas estudiadas y los hidrogramas resultantes del proceso de simulación en el mismo punto de observación. Para ello se dispuso, lógicamente, de la información de lluvia en la forma de hietogramas de intensidad de lluvia con valores cada 10 minutos.

Los hidrogramas registrados se calcularon en base a la medición de las velocidades del flujo (sistema doppler) y de altura de la lámina de agua (sistema ultrasonidos). Una vez que se tuvo calibrada la sección hidráulica



(curva nivel-caudal), se retiró el caudalímetro doppler a la sección de Fontiñas y se dejó leyendo de forma continua la sonda de niveles.

El empleo del programa de autocalibración PEST consiste básicamente en la elaboración de una serie de ficheros en los que se introduce la información necesaria para que PEST ejecute el modelo físico (SWMM) todas las veces necesarias hasta calcular los valores de los parámetros a calibrar que satisfagan una condición de minimización del error producido. Los ficheros principales son: el "observation file" en el que se introducen los datos observados ó del hidrograma real registrado; el "template file" en el que se especifican los parámetros a calibrar; y el "instruction file" que hace de "link" ó de unión entre el modelo físico SWMM y el PEST, y donde esencialmente se le dice en dónde tiene que buscar el PEST los ficheros de resultados del modelo físico para encontrar los valores (Q's simulados) con los que comparar los del "observation file" (Q's registrados), además de definir ciertas variables que aseguren el éxito de los cálculos (convergencia, etc.).

El proceso de autocalibración o de estimación automática de parámetros consta de los siguientes cuatro elementos:

- (1) una función objetivo.
- (2) un algoritmo de optimización.
- (3) un criterio de finalización del proceso.
- (4) datos para la calibración.

La función objetivo es una ecuación que cuantifica la diferencia existente entre el resultado arrojado por el modelo de simulación (hidrograma simulado en la sección de control) y los datos reales registrados (hidrograma registrado en la sección de control). El objetivo del proceso de calibración y, por tanto, del de autocalibración, es el de calcular los valores de los parámetros previamente considerados como calibrables que optimicen (minimicen) el valor numérico de la función objetivo.

El modelo PEST emplea la función de mínimos cuadrados ponderados:

$$F(\theta) = \sum_{t=1}^n \omega_t \cdot [q_t^{obs} - q_t(\theta)]^2$$

donde:

- $q_t^{obs}$  = caudal observado (medido) en el instante t.  
 $q_t(\theta)$  = caudal simulado en el instante t.  
 $\theta$  = vector de parámetros del modelo.  
 $\omega_t$  = peso en el instante t.  
 $n$  = nº de puntos empleados en la calibración.

La superficie representada por la función objetivo en el espacio definido por los parámetros se denomina superficie de respuesta. El algoritmo de optimización es un procedimiento lógico empleado para la particularización de

esta superficie de respuesta con aquellos valores de parámetros que optimicen la función objetivo dentro de un rango lógico (desde un punto de vista físico) de los parámetros a calibrar (Sorooshian y Gupta, 1995). El PEST emplea el algoritmo de Gauss-Marquardt-Levenberg.

La estimación de parámetros en un problema no lineal es un proceso iterativo. Al principio de cada iteración la relación existente entre los valores de los parámetros (o variables) del modelo y los correspondientes generados se linealiza al mejor juego de parámetros en cada instante, calculándose entonces la matriz de derivadas parciales (matriz jacobiana) de los valores generados respecto de cada uno de los parámetros a calibrar o variables. El problema lineal se resuelve entonces para otro juego de parámetros considerado mejor, por medio de ejecutar el modelo físico de nuevo y la generación de nuevos resultados para los parámetros a calibrar. Al comparar los cambios en los parámetros y la variación en el valor de la función objetivo (mejora o empeoramiento) entre estas dos iteraciones, PEST decide si continúa con otra iteración o no en base al criterio de finalización que se le haya definido previamente. Si decide continuar, el proceso completo se repite de nuevo.

Las derivadas parciales de los valores generados por el modelo respecto a los parámetros a calibrar o variables se calculan como cocientes incrementales.

#### *5.3.3.2 Modelo hidrológico-hidráulico según el planteamiento de "caja negra"*

El modelo hidrológico-hidráulico de la cuenca de "Santiago Este" se ha elaborado siguiendo la filosofía ya comentada de "caja negra". La metodología seguida es similar a la explicada en el apartado anterior (planteamiento de tipo "tradicional") con la salvedad de que la información de alimentación al modelo no responde a la realidad física de la cuenca, tal y como ya se ha comentado en apartados anteriores.

#### *5.3.3.3 Modelo de la red de drenaje utilizando una red de neuronas artificiales*

Se presenta al final de este capítulo el modelo de la red de drenaje de la cuenca de "Fontiñas" basado en el empleo de una red de neuronas artificiales ya que, a pesar de no ser parte fundamental en el desarrollo de esta tesis doctoral, sí merece la consideración necesaria por las conclusiones que de esta labor se extraen, y que serán presentadas en el capítulo 6, de "Presentación y valoración de los resultados".

Para el estudio de la transformación lluvia-escorrentía en la red de drenaje de la cuenca de "Fontiñas", se ha propuesto una red de neuronas artificiales de dos capas y cinco neuronas, completamente recursiva (con objeto de modelar bien las colas de los hidrogramas cuando la lluvia ha cesado), y con dos celdas de entrada por las que se introduce el mismo dato de lluvia (se aumenta el número de ciclos efectivos para un mismo dato de entrada).



La red, a la que se alimenta con datos de lluvia en un instante determinado, proporciona en su neurona de salida el caudal en el mismo instante –la necesidad de almacenar información histórica justifica su recursividad- tras un proceso de cálculo de dos ciclos (ensayos con uno y tres ciclos han llevado a la conclusión de que el valor obtenido en dos ciclos es estable, no siéndolo el de un ciclo).

En la siguiente figura se muestra un esquema de la red de neuronas artificiales diseñada para este trabajo.

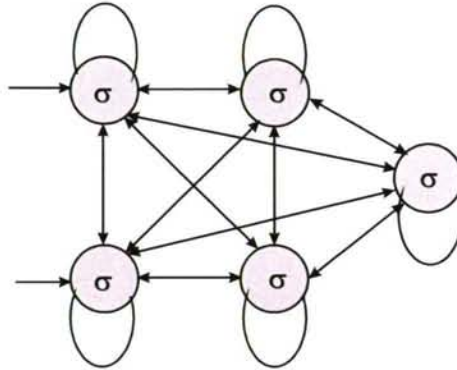


Figura 5-4. Red de neuronas artificiales diseñada para este trabajo

El tipo de funciones que se utiliza en las neuronas es la identidad y en las conexiones es la sigmoide. El proceso de entrenamiento utilizado fue de 450 registros de lluvia-escorrentía, que se ajustan utilizando como medida el error cuadrático medio de las diferencias entre el valor medido y el obtenido, mediante algoritmos de optimización de tipo Newton y gradiente conjugado.

Se han estudiado redes con un menor grado de recursividad y otras con un mayor número de neuronas (3 y 4) en la capa oculta; en el primer caso no se obtuvo un resultado satisfactorio y en el segundo no se observó una mejora significativa.

Los datos de lluvia y de escorrentía han sido normalizados dividiéndolos por el mayor registro obtenido en cada una de las dos series; de este modo, ambas series se mueven en el intervalo (0-1). Se considera esta normalización suficiente para el estudio que se presenta en este trabajo, cuyo objeto es valorar la eficacia del método: de considerarse la red propuesta como elemento predictivo la normalización debería realizarse previendo mayores valores de lluvia y de escorrentía, ya que de lo contrario se saturaría para un rango mayor de valores.



#### 5.3.3.4 Modelo de contaminación

Una vez se tuvo el modelo hidrológico-hidráulico resuelto y calibrado para cada una de las cuencas estudiadas, se procedió a la elaboración del modelo de contaminación.

La metodología empleada es similar a la descrita para la elaboración del modelo hidrológico-hidráulico.

El parámetro de contaminación escogido fue la concentración de sólidos en suspensión totales (SS). El porqué de esta elección viene motivado por una de las principales conclusiones arrojadas del análisis de los sucesos muestreados procedente de las secciones de control y de las experiencias de otros estudios en el resto del mundo y que no es otra que la mayor parte de la contaminación movilizada durante los sucesos de tormenta va asociada a los sólidos en suspensión.

En cuanto a la elaboración del modelo cabe decir que se empleó igualmente SWMM, aprovechando la información introducida a los módulos de lluvia y escorrentía. En cuanto al módulo de transporte hay que comentar que no fue aprovechable el módulo "EXTRAN" ó de transporte avanzado, ya que éste no modeliza el transporte de contaminantes a través de sus elementos hidráulicos. Para ello se recurrió al módulo "TRANSPORT" ó de transporte, menos sofisticado desde el punto de vista hidráulico puesto que no integra las ecuaciones completas de Saint-Venant sino que emplea el método de la onda cinemática. Éste sí simula el transporte de contaminantes; la descripción de cómo lo hace se presenta en el anejo VII "Descripción del modelo SWMM". Es importante comentar que la simplificación que supone pasar del modelo hidráulico EXTRAN al TRANSPORT ha sido analizada y se observó que no existen apenas cambios sustanciales en lo que a las características de los hidrogramas generados se refiere. Este hecho es debido a que al estar los cálculos hidráulicos del TRANSPORT basados en el modelo de la onda cinemática (se desprecian las condiciones de contorno y el flujo está dominado por la velocidad y la fricción), el modelo es tan sólo aplicable a cuencas con pendientes acusadas, tal y como sucede con las cuencas piloto objeto de estudio de la presente tesis doctoral.

Hubo que convertir, por tanto, toda la información contenida en el bloque "EXTRAN" al formato de entrada correspondiente al del "TRANSPORT", proceso en sí laborioso puesto que los formatos de entrada de datos no guardan semejanza alguna. Quizás una de las posibles mejoras al SWMM pasa por solventar, ó al menos aliviar algo, este aspecto.

A continuación se procedió a un análisis de sensibilidad que, junto el mismo criterio de selección de parámetros comentado para el modelo hidrológico-hidráulico, dio lugar a un juego de parámetros a calibrar. Éstos serán comentados en el Capítulo 6, "Presentación, análisis y valoración de los resultados".

Para el proceso de calibración se empleó igualmente el software PEST, empleando como información real los polutogramas de SS registrados en las secciones de control de cada una de las cuencas.

El modelo físico de contaminación empleado por PEST para la calibración de los parámetros escogidos comprende el espacio temporal que abarca todos y cada uno de los polutogramas muestreados, de modo que el proceso de calibración ha sido, por decirlo de alguna manera, "en continuo", es decir, que se ha tenido en cuenta todo lo que sucedió en los periodos entre sucesos, en los que no se tiene información real de cuál fue la concentración de SS movilizados en los sucesos no medidos. Este hecho enriquece el proceso de calibración pues se acerca más a lo que sucedió en la realidad, y tiene en cuenta la situación inicial de cada suceso muestreado que, de otra manera, sería difícilmente cuantificable (por ejemplo, habría que saber la cantidad de SS existentes sobre la cuenca al principio del suceso de tormenta capaces de ser lavados, y que se reflejarán en el polutograma correspondiente registrado en la sección de control). Si no se tiene en cuenta este aspecto, la calibración realizada pierde, en cierto sentido, cierto grado de generalidad: tendremos parámetros calibrados para ciertos escenarios en los que se cumplan las condiciones que le hayamos dado al modelo, pero no para otras, que a su vez pueden ser numerosas. Hay que ser conscientes del número limitado de sucesos muestreados y, por tanto, de que seguramente no hayamos recogido una población suficientemente representativa del complejo suceso que tratamos, lo cual limita el nivel de confianza de nuestras predicciones al ámbito de estudio en el que se enmarca esta tesis doctoral. Lo que se está asentando aquí es una metodología general y una serie de resultados cuya validez se limita a los recursos disponibles, los cuales no han sido nada desdeñables.

A continuación se resume la formulación de los procesos de acumulación y lavado empleada en el SWMM.

#### *5.3.3.5 Formulación de los procesos de acumulación y lavado en el módulo de escorrentía del SWMM*

La acumulación de contaminantes en la superficie de la cuenca puede modelizarse de diferentes formas dentro del módulo de escorrentía. Los contaminantes pueden calcularse como una fracción del polvo y de la suciedad acumulados en las calles ó simplemente mediante la adopción de cargas superficiales. El modelo permite el cálculo de la cantidad de contaminante acumulado en un número de días de tiempo seco mediante cuatro tipos de ecuaciones: lineal, potencial, exponencial y de Michaelis-Menton.

Se modelizaron los SS como fracción del polvo y suciedad, que al ser el único contaminante y el vector al cual se asocian el resto, se expresó el porcentaje como el 100%.

Se consideró un único tipo de suelo a efectos de acumulación que engloba, por tanto, tejados y calles. Los parámetros que gobiernan este



fenómeno en el modelo han de responder para ambos tipos de superficie. Hacerlo de otro modo no tendría sentido puesto que no se dispone de información de campo para calibrar distintos parámetros, sino de información en el punto final de desagüe de la cuenca en el que ya se han juntado las aguas que lavan tanto los tejados como las calles de la misma.

La fórmula escogida para representar en el modelo el fenómeno de acumulación ha sido la exponencial, es decir:

$$DD = DDLIM \cdot (1 - e^{-DDPOW \cdot t})$$

donde:

$DD$  = masa de contaminante (Kg) diponible sobre la superficie de la cuenca en el momento  $t$  (días).

$DDLIM$  = máxima cantidad de masa de contaminante que se puede acumular en superficie de cuenca (Kg) durante el tiempo seco, ó asíntota horizontal de la curva de acumulación.

$DDPOW$  = factor exponencial de la curva de acumulación (días<sup>-1</sup>).

La acumulación se ha introducido en el modelo como una función de la superficie de cada una de las subcuencas (Kg/ha).

En la siguiente figura se esquematiza la sucesión de los fenómenos de acumulación y lavado de la contaminación en la cuenca que se reproducen en una simulación continua en el tiempo.

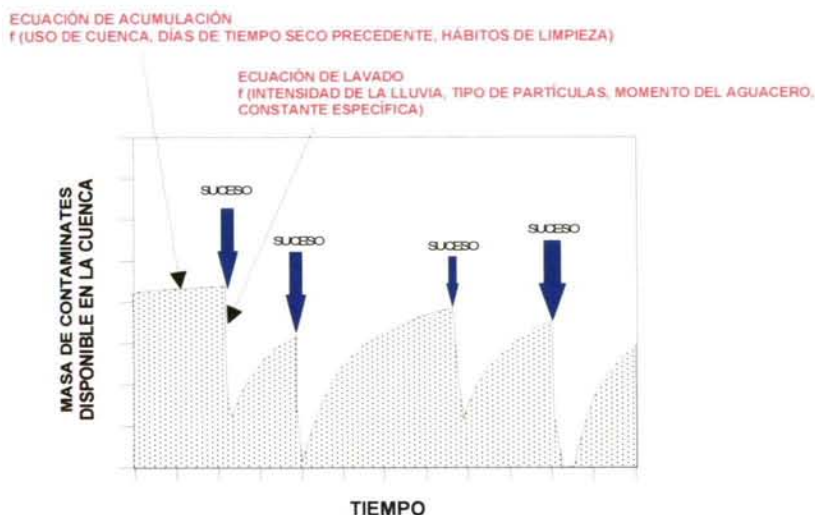


Figura 5-5. Esquema conceptual de los fenómenos de acumulación y lavado durante un suceso de lluvia



No se ha considerado la eliminación de la contaminación por limpieza de las calles, lo que implica que los resultados se sitúan en el lado conservador (pésimo) a efectos de contaminación movilizada durante los episodios lluviosos. Este fenómeno se recoge en el modelo de acumulación y lavado del bloque de escorrentía (RUNOFF).

El lavado de los contaminantes acumulados puede ser modelizado de dos formas. La primera aplica la siguiente ecuación a cada subcuenca:

$$-P_{off} = \frac{dP_p}{dt} = -K \cdot P_p$$

Donde:

$P_{off}$  = velocidad a la que el contaminante es lavado de la subcuenca en un tiempo " $t$ " (cantidad de contaminante por segundo).

$P_p$  = cantidad de contaminante,  $p$ , en la superficie de la subcuenca en el tiempo " $t$ " (cantidad de contaminante).

$K$  = coeficiente ( $\text{seg}^{-1}$ ).

Esta ecuación expresa que la velocidad a la que un contaminante desaparece de la superficie de una subcuenca es proporcional a la cantidad que queda sobre la superficie. El coeficiente  $K$  (cinética de primer orden) se hace proporcional a la **intensidad de la escorrentía**.

$$K = R_c \cdot r$$

Donde:

$R_c$  = coeficiente de lavado,  $\text{mm}^{-1}$ .

$r$  = intensidad de la escorrentía,  $\text{mm/s}$ .

Sustituyendo se tiene:

$$P_{off} = \frac{-dP_p}{dt} = R_c \cdot r \cdot P_p \quad (1)$$

La principal objeción a esta ecuación es que las concentraciones de contaminantes están "obligadas" a disminuir en el curso de una lluvia. Si se divide  $P_{off}$  por el caudal se obtiene la concentración:

$$C = \frac{P_{off}}{Q} = \alpha \cdot \frac{(-R_c \cdot r \cdot P_p)}{A \cdot r} = \alpha \cdot \frac{(-R_c \cdot P_p)}{A}$$

Donde:

C = concentración, cantidad por volumen.

Q =  $A \cdot r$ ; caudal m<sup>3</sup>/s.

A = área de la subcuenca.

$\alpha$  = constante.

Al desaparecer "r" la concentración es independiente de este valor y es directamente proporcional a la cantidad de contaminante que permanece en la cuenca, que es un valor decreciente. La concentración decreciente es lo más habitual pero no es la única posibilidad; las concentraciones pueden aumentar a lo largo de la lluvia. Para superar este problema se puede poner un exponente diferente de la unidad en "r".

$$P_{off} = \frac{-dP_p}{dt} = R_c \cdot r^n \cdot P_p \quad (2)$$

Con:

n = exponente para la tasa de escorrentía.

La carga calculada mediante la ecuación anterior se combina con la que sirve para determinar el caudal para calcular la concentración.

$$C = \frac{P_{off}}{Q}$$

Si  $n=1$ , la ecuación (2) se convierte en la ecuación (1), y la concentración decrecerá a lo largo de una lluvia. Si "n" es diferente de 1, la concentración es proporcional a " $r^{n-1}$ ".

$$C = \frac{R_c \cdot r^n \cdot P_p}{A \cdot r}$$

C puede crecer si "r" es suficientemente grande como para compensar el valor de  $P_p$ .

La segunda forma de simulación del lavado es en función del **caudal de escorrentía generado**, y adopta la siguiente formulación:

$$P_{off} = R_c \cdot Q^n$$

$R_c$  y  $n$  son coeficientes a los que se dan diferentes valores para cada contaminante.

Para el caso de la cuenca de "Santiago Este" se aplicó el primero de los modelos, en el que los parámetros a determinar son  $R_c$  y  $n$ . En resumen, el poder de lavado depende de la intensidad de la lluvia (mm/h) generadora de la escorrentía durante los episodios de lluvia.

#### Modelo de transporte de la contaminación.

En el módulo de transporte se simulan los procesos de sedimentación y resuspensión en red de la masa de contaminante transferida desde el módulo de escorrentía (polutogramas de SS) en cada uno de los imbornales designados en el modelo.

La descripción de la formulación empleada se resume en el anejo VII "Descripción del modelo SWMM" y, en mayor detalle, en el apéndice VI del manual del SWMM (Huber y Dickinson, 1984).

Se han hecho las siguientes hipótesis en el módulo de transporte:

- Se consideran a los SS como un contaminante conservativo (factor de desaparición, "decay", igual a 0).
- La densidad específica de los SS se iguala a  $2.65 \text{ T/m}^3$ . El modelo considera sedimentación y resuspensión en red para aquellos contaminantes con densidad específica mayor que la unidad.
- La curva granulométrica considerada para los SS es la definida por los puntos (1-5) de la siguiente tabla obtenida del manual del SWMM para aguas unitarias:

Punto	Tamaño partícula mm (eje abscisas)	% en peso que lo supera (eje coordenadas)
1	0	100
2	0.25	58
3	0.83	31
4	2	24
5	15	0

Tabla 5-1. Curva granulométrica de los SS

- El tamaño máximo de las partículas de los SS provenientes del caudal de tiempo seco (aguas fecales) que se introducen en los nodos es de 1.5 mm.



### 5.3.3.6 Sistemas de control y tratamiento de reboses de alcantarillado unitario y de aguas pluviales de un sistema separativo

Una vez elaborado y calibrado el modelo de contaminación para cada una de las cuencas de estudio, se procedió a ensayar diferentes SCTR's (cuenca unitaria, "Santiago Este") y TGEU's (cuenca separativa, "Fontiñas").

La tipología de los sistemas de control y tratamiento simulados ha sido la estructural (depósitos de almacenamiento), ya que el SWMM no es capaz de modelizar otro tipo de TGEU en su versión 4.x (*BMP simulation using the U.S. EPA Storm Water Management Model, SWMM*; Wayne C. Huber, 7<sup>th</sup> ICUSD, Hannover, Alemania, 1996). La diferencia entre las diversas soluciones ensayadas radica en la configuración interna de los tanques y en su ubicación dentro del sistema de saneamiento (tanques en línea y fuera de línea).

De cualquier modo, esta tipología se ajusta bastante bien a la realidad del núcleo urbano de Santiago de Compostela y de otras muchas ciudades gallegas y españolas, en las que la densidad de edificación deja poco espacio libre para soluciones más "blandas" que requieren mayor espacio de implantación.

Se han simulado de forma continua las diferentes configuraciones de tanque, que a continuación pasamos a describir, durante el período que va desde el año 1995 hasta 1999, ambos inclusive.

Las configuraciones ensayadas han sido las siguientes:

#### En línea:

- Configuración con elemento decantador previo a vertido a medio receptor: **SCT 1**
- Configuración sin elemento decantador previo a vertido a medio receptor: **SCT 7**

#### Fuera de línea:

- .- Configuración con elemento decantador previo a vertido a medio receptor: **SCT 5**
- Configuración sin elemento decantador previo a vertido a medio receptor: **SCT 6**

La numeración que se ha presentado para estas configuraciones no es correlativa debido a que los números intermedios (SCT2, SCT3 y SCT4) son configuraciones que finalmente no resultaron válidas a efecto de los objetivos que se perseguían.

En las siguientes figuras se presentan las configuraciones de los sistemas simulados. Las abreviaturas empleadas han sido las siguientes:

MC: tanque de mezcla completa del SCT, en línea.  
 FF: tanque de captura de primer lavado, fuera de línea.  
 D: tanque decantador del SCT.  
 D1<sup>a</sup>: decantador primario de la EDAR.  
 DF: divisor de flujo ó aliviadero.  
 RB: reactor biológico de la EDAR.  
 Qedar: caudal máximo enviado a la EDAR.  
 Qrb: caudal máximo enviado al RB de la EDAR.  
 Qff: caudal máximo enviado al tanque FF.

Los módulos del SWMM empleados han sido el de lluvias (RAIN), el de escorrentía (RUNOFF), el de transporte (TRANSPORT), el de estructuras de almacenamiento (STORAGE), uno auxiliar de enlace para transferencia de información de un bloque a otro y para generación de resultados intermedios (COMBINE).

## SCTR 1

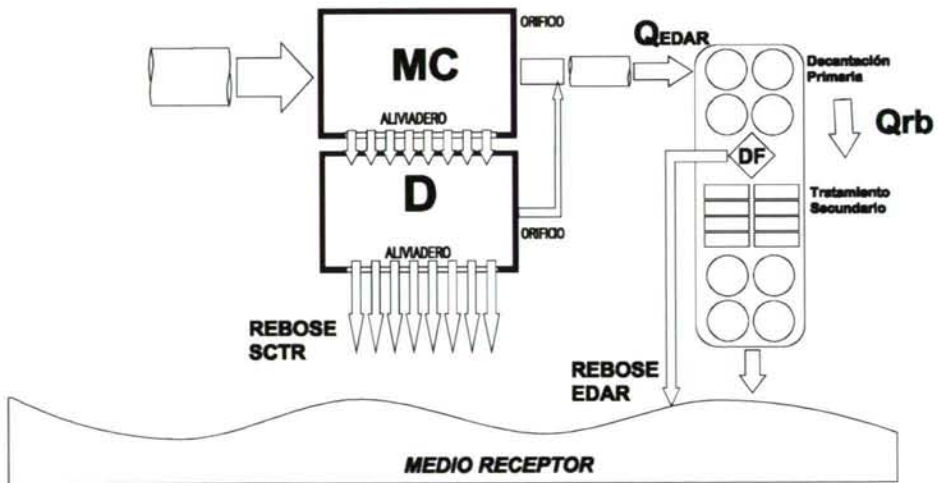


Figura 5-6. Esquema del SCTR 1

**SCTR 7**

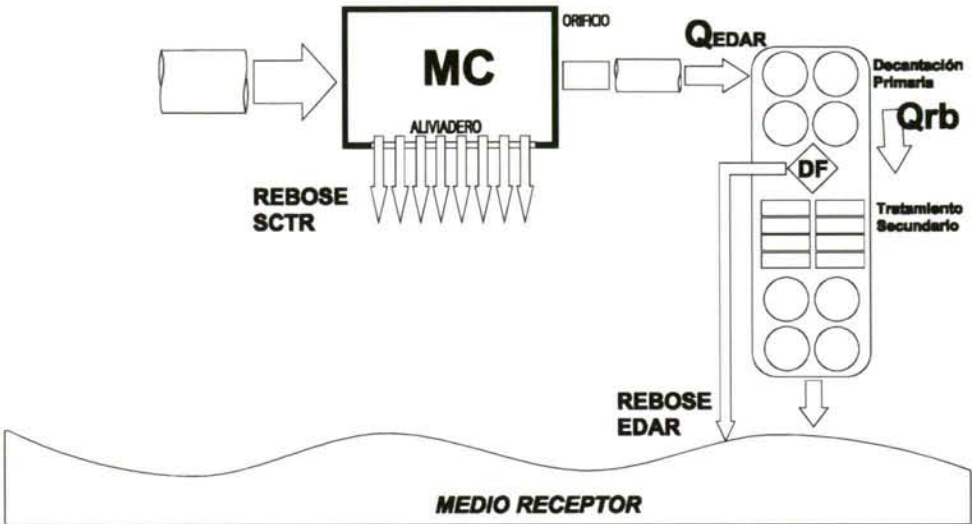


Figura 5-7. Esquema del SCTR 7

**SCTR 5**

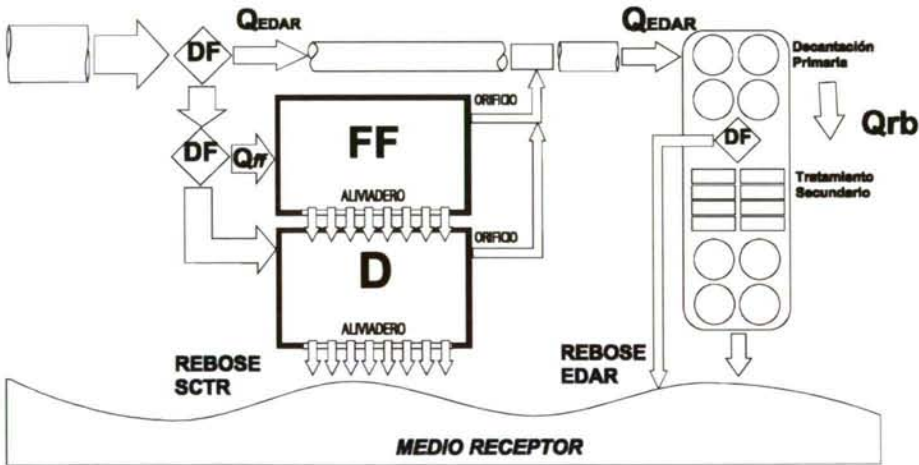


Figura 5-8. Esquema del SCTR 5



## SCTR 6

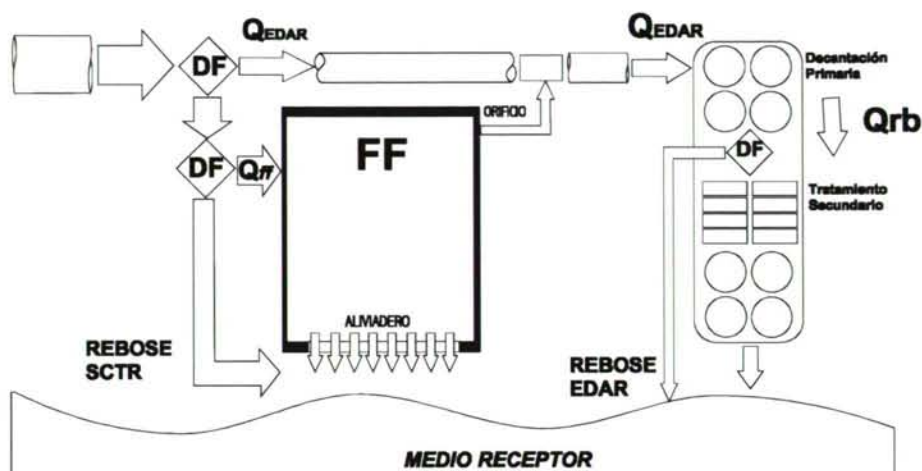


Figura 5-9. Esquema del SCTR 6

Como se habrá podido observar, todos los SCT se ubican en el punto bajo ó de desagüe de la cuenca correspondiente. Se ha procedido así porque se considera que el tamaño de las cuencas (alrededor de 50 Ha) no sobrepasa el límite de superficie para la cual se produce el fenómeno de primer lavado y, por tanto, se puede considerar este tamaño de cuenca como válido ó representativo para ubicar un SCT. Para cuencas mayores habrá que estudiar el fenómeno, y en todo caso subdividir las en subcuencas menores, dónde sí sea patente el primer lavado y, por tanto, de interés el establecer una estructura de control y tratamiento de reboses de alcantarillado unitario ó de vertido directo, si se trata de un sistema separativo.

Tanto para las configuraciones en línea como fuera de línea, el volumen "total" del SCT es el mismo, independientemente de si se dispone de elemento decantador ó no. Así por ejemplo, para el SCTR1, el volumen de MC+D será el mismo que el volumen de MC del SCTR7. En el caso del SCTR5, el volumen de FF+D será el mismo que el del tanque FF del SCTR6.

El vaciado del tanque FF en las configuraciones fuera de línea, se lleva a cabo mediante un orificio de fondo que desagua un caudal constante bajo (aproximadamente unos 10 l/s) al canal de tiempo seco hacia la EDAR.

Las variables que entran en juego, por tanto, son:

- *Volumen del SCT*: es la suma de los volúmenes de los tanques FF (ó MC cuando es en línea) y D (si no existe vale 0). Se ha hecho la hipótesis de que el

volumen FF sea igual al volumen D, es decir, que en las configuraciones con tanque de primer lavado, se reparten igualmente los volúmenes destinados a recoger el efecto de primer lavado y a almacenamiento. Esta hipótesis se sustenta en las conclusiones derivadas del trabajo "Overflow control and treatment systems. Optimization of the storage-sedimentation tank binomial" (Temprano, J.; Ríos, A.; Jimenez, R.; Suárez, J. y Tejero, I., 1996) presentado en "7<sup>th</sup> International Conference on Urban Storm Drainage" (Hannover, Alemania, 1996).

- *Caudal máximo a EDAR (Qedar)*: es el caudal que se envía a la decantación primaria de la estación depuradora de aguas residuales (D 1ª). Lógicamente se ha considerado a la EDAR como una condición de contorno, en la que se produce además el rebose de aguas (*REBOSEedar*) que sobran por la condición impuesta del caudal máximo al reactor biológico (*Qrb*).

- *Caudal máximo a reactor biológico de la EDAR (Qrb)*: ya comentado en la variable anterior.

- *Caudal máximo al tanque de primer lavado FF (Qff)*: esta variable sólo tiene validez, evidentemente, en aquellos casos en los que exista tanque de primer lavado FF, es decir, en las configuraciones SCT5 y SCT6. Es un artificio que permite de una forma sencilla optimizar el llenado del tanque de FF al evaluar la masa total vertida a medio receptor de modo que, cuando el volumen de éste es superado, las aguas son aliviadas bien al tanque D (SCT5) bien directamente al medio receptor (SCT6). En la siguiente figura se esquematiza la idea de captura de primer lavado del SCT5 que se pretende con este artificio en la modelización realizada.

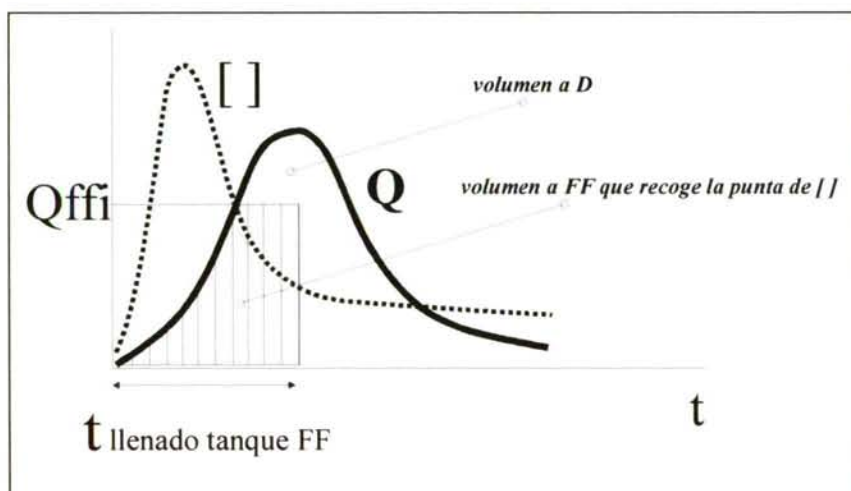


Figura 5-10. Esquema de la modelización del tanque de primer lavado FF

El símbolo DF (divisor de flujo) de los esquemas correspondientes a las distintas configuraciones de SCT simuladas, equivale a la figura hidráulica de

un aliviadero; así, por ejemplo, en el SCT6 el primer DF que nos encontramos en el colector procedente de la cuenca permite pasar como máximo el valor *Qedar* hacia la EDAR, y todo el caudal por encima de este valor es enviado hacia el aliviadero previo al tanque de primer lavado FF.

El objetivo último que se pretende con la simulación de las diferentes configuraciones para distintos valores de las variables definidas es el de estimar la eficiencia de los diferentes SCT ensayados y el régimen de caudales óptimo correspondiente. Lógicamente, estos resultados están particularizados para un régimen de precipitaciones que corresponde a Santiago de Compostela. La extrapolabilidad de estos resultados se deberá hacer cuidadosamente a cuencas similares en ciudades de parecidas condiciones climatológicas.

En el Capítulo 6, "Presentación y valoración de los resultados", se indican los intervalos de valores que se la han asignado a las variables definidas y que configuran, por tanto, el cuadro de casos simulados. Finalmente, se realiza una comparación entre los diferentes SCT ensayados mediante curvas de resultados en las que se representa la masa de SS vertida a medio receptor en función de las distintas variables.

A continuación se realizan una serie de consideraciones sobre los depósitos empleados en la simulación de los diferentes sistemas de control.

#### *5.3.3.7 Consideraciones hidráulicas sobre los depósitos*

A continuación se describen una serie de consideraciones hidráulicas de depósitos empleadas en los esquemas de simulación desarrollados.

##### Depósitos de mezcla completa (MC)

El primer depósito que se encuentra tras la red de saneamiento es un depósito de mezcla completa. En las configuraciones "en línea" (SCTR1 y SCTR7) se denominó "MC", mientras que en las de "fuera de línea" (SCTR5 y SCTR6) se llamó "FF" ó de *primer lavado*.

Este tipo de depósitos dispone de un cierto volumen de almacenamiento, un orificio de desagüe en la base y el umbral del aliviadero situado a una determinada cota.

La longitud del labio del aliviadero se ha calculado para desaguar, con una altura de 20 cm sobre la cresta del aliviadero, el caudal máximo correspondiente a un período de retorno de 10 años.

El caudal de diseño del orificio es función del caudal admisible por la estación depuradora de aguas residuales.



Todos los cálculos hidráulicos se han particularizado para cada uno de los casos de simulación resultantes de ir dando diferentes valores a cada una de las variables consideradas. Esta información se detalla en el capítulo 6 "Presentación, análisis y valoración de los resultados".

#### Depósitos de decantación (D)

Los depósitos de decantación D aparecen tan sólo en las configuraciones SCTR1 y SCTR5.

Este segundo depósito se ha simulado con el bloque de almacenamiento ("STORAGE & TREATMENT") de SWMM, que recibe los reboses del depósito de mezcla completa modelizado con el bloque de transporte en el caso del SCTR1, y el caudal que es desviado por la válvula previa al tanque FF en el caso del SCTR5 (extraordinariamente también recibe aporte desde el aliviadero del tanque FF).

Los reboses de este segundo depósito van al medio receptor. Se ha utilizado este bloque porque, a diferencia del de transporte, permite considerar el depósito como un decantador, es decir, se modeliza un cierto rendimiento en la eliminación de los contaminantes.

Para la evaluación del rendimiento de eliminación de SS se ha empleado el método de la carga superficial, ó velocidad ascensional, según la metodología propuesta por Athayde (1986) que se describe en el anexo VII "Descripción del SWMM".

Debido a la falta de datos se ha empleado la granulometría propuesta por el manual del SWMM para los SS, que sería la correspondiente a la de un agua residual mezclada con agua procedente de la escorrentía. De la misma fuente se han obtenido las densidades y la fracción contaminante de cada tamaño. En la siguiente tabla se muestran los valores adoptados.

Tamaños de las partículas ( $\mu\text{m}$ )	Peso (%) de cada rango de tamaño	Densidad ( $\text{g/m}^3$ )
<74	48	1.1
74-295	22	1.1
295-991	16	1.2
991-3327	9	2.65
>3327	5	2.65

Tabla 5-2. Valores adoptados del peso y gravedad específica de SS según rangos de tamaños

El intervalo de cálculo en este bloque es el mismo que el del precedente de transporte, es decir, 30 segundos. Este valor vino condicionado por la estabilidad del modelo en el cálculo del caudal evacuado por aliviadero.

El cálculo de los caudales que rebosan por el aliviadero se ha hecho con las mismas consideraciones que las utilizadas en el depósito de mezcla completa del bloque de transporte.

El decantador se ha dimensionado con una relación anchura/longitud de 1:3, un umbral del vertedero de 3 m de altura y 0.1 m de altura máxima de la lámina de agua sobre el vertedero.

El bloque de almacenamiento presenta diferencias de cálculo con el bloque de transporte en lo que respecta a los depósitos. Por una parte este bloque utiliza como entrada (p.ej.caudal), en un tiempo de paso dado, el promedio entre la entrada correspondiente al tiempo de paso en el instante "t" y el "t-1". Por tanto, en función de la forma del hidrograma de entrada pueden obtenerse resultados diferentes dependiendo de si se hace la simulación con el bloque de transporte ó el de almacenamiento. Otra diferencia entre ambos bloques es que, en el de transporte, a la vez que entra agua en el depósito, sale una cierta cantidad por el orificio de desagüe. El bloque de almacenamiento no funciona así. El depósito sólo desagua cuando ha cesado la entrada de agua en el mismo (rebose del tanque de mezcla completa) ó ha terminado de rebosar por el vertedero.

Tanto en el bloque de transporte como en el de almacenamiento, los depósitos se definen por una serie de puntos (16 como máximo en el de almacenamiento y 17 en el de transporte) que relacionan cota con superficie horizontal asociada. Es importante destacar que el programa calcula los caudales del rebose y de desagüe por el orificio en función de las cotas que se hayan definido en la serie de puntos. Para calcular los caudales de agua correspondientes a una determinada altura el programa interpola a partir de los calculados previamente. Por esto, y para prevenir resultados inaceptables fruto de la interpolación, se ha empleado el máximo número de puntos permitidos para definir los depósitos y se han tomado varios puntos próximos al umbral del aliviadero.





## CAPÍTULO 6.- PRESENTACIÓN, ANÁLISIS Y VALORACIÓN DE RESULTADOS

6.1 INTRODUCCIÓN .....	6-3
6.2 ANÁLISIS Y TRATAMIENTO ESTADÍSTICO DE LA INFORMACIÓN DE CAMPO .....	6-3
6.2.1 Introducción.....	6-3
6.2.2 Cuenca piloto "Santiago Este".....	6-4
6.2.2.1 Problemática de la contaminación existente. ....	6-4
6.2.2.2 Análisis de la movilización de la contaminación durante sucesos de lluvia. ....	6-9
6.2.2.2.1 Análisis estadístico .....	6-18
Análisis lineal simple.....	6-20
Análisis lineal múltiple .....	6-23
6.2.3 Cuenca piloto "Fontiñas".....	6-25
6.2.3.1 Problemática de contaminación existente. ....	6-25
6.2.3.2 Análisis de la movilización de la contaminación durante sucesos de lluvia. ....	6-31
6.2.3.2.1 Análisis estadístico .....	6-36
Análisis lineal simple.....	6-38
Análisis lineal múltiple .....	6-42
6.3 MODELIZACIÓN .....	6-43
6.3.1 Cuenca piloto "Santiago Este".....	6-43
6.3.1.1 Modelo hidrológico-hidráulico .....	6-43
6.3.1.1.1 El modelo "Storm Water Management Model" .....	6-43
6.3.1.1.2 Análisis de sensibilidad del modelo.....	6-43
6.3.1.1.3 Calibración del modelo .....	6-47
6.3.1.2 Modelo de contaminación.....	6-51
6.3.1.2.1 Introducción.....	6-51
6.3.1.2.2 Contaminación de base de SS.....	6-51
6.3.1.2.3 Análisis de sensibilidad .....	6-51
6.3.1.2.4 Calibración del modelo. ....	6-52
6.3.1.2.5 Valoración de los resultados y comparación con otros estudios .....	6-53
6.3.1.3 Simulación de Sistemas de Control y Tratamiento de Reboses .....	6-58
6.3.1.3.1 Introducción.....	6-58
6.3.1.3.2 Simulación de los Sistemas de Control y Tratamiento de Reboses .....	6-58
6.3.2 Cuenca piloto "Fontiñas".....	6-80
6.3.2.1 Modelo hidrológico-hidráulico .....	6-80
6.3.2.1.1 SWMM .....	6-80
6.3.2.1.2 Análisis de sensibilidad del modelo.....	6-80
6.3.2.1.3 Calibración del modelo .....	6-80
6.3.2.1.4 Comparación del SWMM con otros modelos .....	6-82
6.3.2.2 Modelo de contaminación .....	6-84

6.3.2.2.1	Introducción.....	6-84
6.3.2.2.2	Modelo de contaminación.....	6-85
6.3.2.2.3	Calibración y validación del modelo.....	6-85
6.3.2.3	Simulación de Técnicas de Gestión de la Escorrentía Urbana.....	6-90
6.3.2.3.1	Introducción.....	6-90
6.3.2.3.2	Simulación de los sistemas de control y tratamiento.....	6-91
6.3.2.4	El sentido físico de los parámetros en los modelos de cálculo en drenaje urbano .....	6-100

## **6 PRESENTACIÓN, ANÁLISIS Y VALORACIÓN DE RESULTADOS**

### **6.1 INTRODUCCIÓN**

En este capítulo se presentarán y valorarán los principales resultados de cada una de las fases de trabajo descritas en el capítulo 4.

El desarrollo de este capítulo se particularizará para cada una de las cuencas y se mostrará información numérica sobre las mismas, información que es resultado tanto de las actividades de campo como del proceso de análisis estadístico y de modelización. El capítulo se dividirá en dos bloques atendiendo a la naturaleza de los trabajos: (1) análisis de la información de campo y su tratamiento estadístico y (2) modelización. Ambos bloques guardan relación puesto que el modelo de contaminación elaborado viene determinado, fundamentalmente, por el análisis de los resultados del bloque 1. Al final del bloque 2 se presenta una reflexión sobre el sentido físico de los parámetros en los modelos de simulación.

En este capítulo se compararán también los resultados obtenidos con valores que aparecen en la bibliografía nacional e internacional.

### **6.2 ANÁLISIS Y TRATAMIENTO ESTADÍSTICO DE LA INFORMACIÓN DE CAMPO**

#### **6.2.1 Introducción**

En esta primera parte del capítulo se analiza la información de campo obtenida en las estaciones de control, es decir, la referente a las condiciones de tiempo seco y a los sucesos de lluvia muestreados para las cuencas de Santiago Este y Fontiñas.

El desarrollo metodológico para ambas cuencas será similar, teniendo como parte final una primera valoración de los datos obtenidos. El análisis se lleva a cabo de forma independiente para cada cuenca para posteriormente presentar una comparación entre ambas.

Los resultados observados tras las campañas de campo llevadas a cabo nos dicen, entre otras cosas, que la mayor parte de la contaminación movilizada durante los episodios de lluvia aparece asociada a los sólidos en suspensión, de ahí que se escoja posteriormente éste como parámetro a simular en la modelización numérica de los diferentes TGEU's que se presentan en la segunda parte del presente capítulo.



El análisis de las dos cuencas piloto ("Santiago Este" y "Fontiñas") se ha estructurado de manera que se pueda responder a: (1) ¿cuál es la problemática de contaminación existente durante los episodios de lluvia?; (2) ¿cómo se manifiesta dicha contaminación?, y (3) ¿cuál es la magnitud del problema?.

## 6.2.2 Cuenca piloto "Santiago Este"

### 6.2.2.1 Problemática de la contaminación existente.

Con el fin de poner de manifiesto qué contaminantes son los movilizados en mayor medida durante los sucesos de lluvia en la cuenca de Santiago Este es necesario conocer, en primer lugar, la contaminación de tiempo seco. Para ello se llevó a cabo una campaña de muestreo entre los días 2 y 3 de marzo de 2000 en la que se recogió una muestra simple cada hora hasta completar un total de veinticuatro. Se determinaron las concentraciones medias diarias de tiempo seco ó CMDTS (mg/l) mediante la siguiente fórmula:

$$CMDTS = \frac{\int_{i=0}^{24h} [\text{contaminante}_i] \cdot Q_i \cdot dt_i}{\int_{i=0}^{24h} Q_i \cdot dt_i}$$

Las CMDTS de los diferentes contaminantes analizados se pueden observar en la siguiente tabla.

<i>Cuenca unitaria de "Santiago Este", tiempo seco</i>				
<i>Contaminante</i>	<i>Unidades</i>	<i>CMDTS</i>	<i>[ ]<sub>min</sub></i>	<i>[ ]<sub>max</sub></i>
SS	mg/l	159,00	4,00	240,00
DQO	mg/l	226,00	52,80	318,00
COT	mg/l	26,47	5,28	50,23
Al	mg/l	3,00	1,33	4,40
Mn	µg/l	466,00	219,00	984,00
Fe	mg/l	2,20	0,80	4,39
Ni	µg/l	10,60	3,90	19,18
Cu	µg/l	111,00	29,40	358,00
Zn	µg/l	248,00	106,60	413,20
Cd	µg/l	0,43	0,22	0,69
Pb	µg/l	32,40	11,30	51,60

Tabla 6-1. Concentraciones mínima, media diaria y máxima de los diferentes contaminantes analizados para la cuenca de Santiago Este en tiempo seco

Los resultados de la campaña de tiempo seco se incluyen junto con las fichas tipo de los sucesos muestreados en tiempo de lluvia en el anexo VI, en el apartado de tiempo seco.

A continuación se presenta una tabla con las principales características de los once sucesos muestreados en la cuenca de Santiago Este.

Suceso	Intervalo muestreo (h)	Volumen total (m <sup>3</sup> )	Masa SS (Kg)	Masa SD (Kg)	Nº muestras
050899	1,75	3.020	1.755	-	22
091198	5,00	8.780	2.039	7.616	24
091298	2,20	2.290	1.139	1.491	24
100698	0,33	650	333	195	5
110998	2,20	4.010	734	926	24
160999	1,00	4.350	1.958	-	13
171098	2,00	1.780	927	316	24
181298	2,50	7.150	1.944	7.328	24
240698	0,66	1.080	779	403	5
270699	1,30	2.570	536	380	17
290398	1,33	4.840	1.782	-	23
<b>Promedio</b>	<b>1,80</b>	<b>3.700</b>	<b>1.266</b>	<b>2.332</b>	<b>18</b>

Tabla 6-2. Características principales de los sucesos muestreados en la cuenca de Santiago Este.

A continuación se presenta una tabla en la que se resumen los valores de las concentraciones medias de suceso (CMS) de los contaminantes analizados para cada uno de los sucesos muestreados en la cuenca de Santiago Este:

CMS de la cuenca de "Santiago Este"											
Suceso/ Contaminante	05/08 99	09/11 98	09/12 98	10/06 98	11/09 98	16/09 99	17/10 98	18/12 98	24/06 98	27/06 99	29/03 98
SS (mg/l)	581,0	232,0	500,0	513,0	183,0	473,0	519,0	272,2	711,0	208,0	368,0
DQO (mg/l)	-	92,0	388,0	-	-	-	-	73	-	-	-
COT <sub>dis</sub> (mg/l)	-	-	20,5	66,0	-	43,0	46,0	25	59,2	6,0	-
Al (mg/l)	-	0,4	8,0	-	-	7,0	-	4	-	-	-
Mn (µg/l)	-	-	204,0	-	-	185,0	-	152	-	67,0	-
Fe (mg/l)	-	-	8,0	8,8	-	7,0	9,8	5	9,9	3,0	-
Ni (µg/l)	-	-	19,0	25,8	-	23,0	19,8	15	29,7	9,0	-
Cu (µg/l)	-	-	188,0	353,0	-	213,0	122,0	148	294,0	102,0	-
Zn (µg/l)	-	-	369,0	450,0	-	417,0	206,0	318	567,0	216,0	382,0
Cd (µg/l)	-	-	1,0	0,9	-	0,7	0,5	1	0,9	-	-
Pb (µg/l)	-	-	160,0	230,0	-	141,0	79,0	72	241,0	51,0	87,4

Tabla 6-3. CMS de los contaminantes analizados para cada uno de los sucesos muestreados en la cuenca de "Santiago Este".

A continuación se presenta una tabla resumen con los valores mínimo, medio, máximo y desviación estándar de las CMS de los contaminantes analizados correspondientes a los once sucesos de tormenta muestreados en la cuenca "Santiago Este".

Contaminante	CMS de "Santiago Este" (total 11 sucesos de lluvia)			
	Min	Medio	Máx	Desviación estándar
SS (mg/l)	183,0	415,0	711,0	173,0 (11)
DQO (mg/l)	3,0	184,3	388,0	176,6 (3)
COT <sub>dis</sub> (mg/l)	6,0	38,0	66,0	22,0 (7)
Al (mg/l)	0,4	4,9	8,0	3,4 (4)
Mn (µg/l)	67,0	152,0	204,0	60,6 (4)
Fe (mg/l)	3,0	7,4	9,9	2,6 (7)
Ni (µg/l)	9,0	20,2	29,7	6,9 (7)
Cu (µg/l)	102,0	203,0	353,0	92,0 (7)
Zn (µg/l)	206,0	366,0	567,0	120,0 (8)
Cd (µg/l)	0,5	0,8	1,0	0,2 (6)
Pb (µg/l)	51,0	133,0	241,0	73,0 (8)

( ): nº de valores

Tabla 6-4. Valores mínimo, medio y máximo de las CMS de los diferentes contaminantes analizados en la cuenca de "Santiago Este" durante los sucesos de lluvia caracterizados.

En la siguiente tabla se comparan la concentración media de tiempo seco (CMDTS) con la CMS<sub>med</sub> de los once sucesos de lluvia registrados.

Cuenca unitaria "Santiago Este"				
Contaminante	Unidades	CMDTS (1)	CMS <sub>med</sub> (2)	(2)/(1)
SS	mg/l	159,0	415,0	2,6
DQO	mg/l	226,0	184,3	0,8
COT <sub>dis</sub>	mg/l	26,5	38,0	1,4
Al	mg/l	3,0	4,90	1,6
Mn	µg/l	466,0	152,0	0,3
Fe	mg/l	2,2	7,4	3,3
Ni	µg/l	10,6	20,2	1,9
Cu	µg/l	111,0	203,0	1,8
Zn	µg/l	248,0	366,0	1,5
Cd	µg/l	0,4	0,8	1,8
Pb	µg/l	32,4	133,0	4,1

Tabla 6-5. Comparación de la contaminación movilizada en términos de concentración media entre tiempo seco y de lluvia en la cuenca de Santiago Este.

En las tres siguientes tablas se resumen, para cada uno de los contaminantes analizados y para cada uno de los sucesos muestreados, los valores de la masa movilizada correspondiente a tiempo seco, de la total registrada y finalmente la contaminación asociada a la escorrentía urbana como diferencia de las dos anteriores.

El valor de la masa movilizada de tiempo seco se obtiene para cada suceso y contaminantes como el resultado de multiplicar el caudal medio de tiempo seco por la duración del suceso analizado y por la CMDTS del contaminante en cuestión.

El valor de la masa total movilizada de cada contaminante durante el suceso se obtiene de multiplicar la CMS por el volumen total de suceso.



Contam/suceso	Masa movilizada en tiempo seco (Kg) por suceso y contaminante en la cuenca de "Santiago Este"											
	05/0899	09/1198	09/1298	10/0698	11/0998	16/0999	17/1098	18/1298	24/0698	27/0699	29/0398	
SS	100.2	286.2	125.9	18.9	125.9	57.2	114.5	143.1	37.8	74.4	76.1	
DQO	142.4	406.8	179.0	26.8	179.0	81.4	162.7	203.4	53.7	105.8	108.2	
COT	16.7	47.6	21.0	3.1	21.0	9.5	19.1	23.8	6.3	12.4	12.7	
Contam/Suceso	Masa movilizada en tiempo seco (g) por suceso y contaminante en la cuenca de "Santiago Este"											
	05/0899	09/1198	09/1298	10/0698	11/0998	16/0999	17/1098	18/1298	24/0698	27/0699	29/0398	
Al	1.890.0	3.700.0	2.376.0	356.4	2.376.0	1.080.0	2.160.0	2.700.0	712.8	1.404.0	1.436.4	
Fe	1.386.0	3.960.0	1.742.4	261.4	1.742.4	792.0	1.584.0	1.980.0	522.7	1.029.6	1.053.4	
Mn	293.580	838.800	369.072	55.361	369.072	167.760	335.520	419.400	110.722	168.000	223.121	
Ni	6.678	19.080	8.395	1.259	8.395	3.816	7.632	9.540	2.519	4.961	5.075	
Cu	69.930	199.800	87.912	13.187	87.912	39.960	79.920	99.900	26.374	51.948	53.147	
Zn	156.240	446.400	196.416	29.462	196.416	89.280	178.560	223.200	58.925	116.064	118.742	
Cd	0.271	0.774	0.341	0.051	0.341	0.155	0.310	0.387	0.102	0.201	0.206	
Pb	20.412	58.320	25.661	3.849	25.661	11.664	23.328	29.160	7.698	15.163	15.513	

Tabla 6-6. Valores de la masa movilizada en tiempo seco en la cuenca de "Santiago Este" para cada uno de los sucesos y contaminantes analizados.

Contaminante	Masa total (Kg) movilizada en tiempo de lluvia por contaminante y suceso en la cuenca de "Santiago Este"											
	05/0899	09/1198	09/1298	10/0698	11/0998	16/0999	17/1098	18/1298	24/0698	27/0699	29/0398	
SS	1754.6	2037.0	1145.0	333.5	733.8	2057.6	923.8	1946.2	767.9	534.6	1781.1	
DQO	-	807.8	888.5	-	-	-	-	522.0	-	-	-	
COTdis	-	-	46.9	42.9	-	187.1	81.9	178.8	63.9	15.4	-	
Contaminante	Masa total (g) movilizada en tiempo de lluvia por contaminante y suceso en la cuenca de "Santiago Este"											
	05/0899	09/1198	09/1298	10/0698	11/0998	16/0999	17/1098	18/1298	24/0698	27/0699	29/0398	
Al	-	3.775.4	18.320.0	-	-	30.450.0	-	28.600.0	-	-	-	
Mn	-	-	467.2	-	-	804.8	-	1.086.8	-	172.2	-	
Fe	-	-	18.320.0	5.713.5	-	30.450.0	17.372.8	35.750.0	10.735.2	7.710.0	-	
Ni	-	-	43.5	16.8	-	100.1	35.2	107.3	32.0	23.1	-	
Cu	-	-	430.5	229.5	-	926.6	217.2	1.058.2	317.5	262.1	-	
Zn	-	-	845.0	292.5	-	1.814.0	366.7	2.273.7	612.4	555.1	1.848.9	
Cd	-	-	2.3	0.6	-	3.0	0.9	7.2	1.0	-	-	
Pb	-	-	366.4	149.5	-	613.4	140.6	514.8	260.3	131.1	423.0	

Tabla 6-7. Valores de la masa total movilizada en tiempo de lluvia en "Santiago Este" para cada uno de los sucesos y contaminantes analizados.

Masa (Kg) movilizada en tiempo de lluvia asociada a la escorrentía por contaminante y suceso en la cuenca de "Santiago Este"													PROMEDIO
Contaminante	05/0899	09/1198	09/1298	10/0698	11/0998	16/0999	17/1098	18/1298	24/0698	27/0699	29/0398	29/0398	Kg/Ha neto
SS	1654,5	1750,8	1019,1	314,6	607,9	2000,3	809,3	1803,1	730,1	460,1	1705,0	1705,0	7,79
DQO	-	401,0	709,5	-	-	-	-	318,6	-	-	-	-	3,18
COTdis	-	-	26,0	39,8	-	177,5	62,8	154,9	57,7	3,0	-	-	0,50
Masa (g) movilizada en tiempo de lluvia asociada a la escorrentía por contaminante y suceso en la cuenca de "Santiago Este"													PROMEDIO
Contaminante	05/0899	09/1198	09/1298	10/0698	11/0998	16/0999	17/1098	18/1298	24/0698	27/0699	29/0398	29/0398	g/Ha neto
Al	-	75,4	15.944,0	-	-	29.370,0	-	25.900,0	-	-	-	-	118,82
Mn	-	-	98,1	-	-	637,0	-	667,4	-	4,2	-	-	2,34
Fe	-	-	16.577,6	5.452,1	-	29.658,0	15.788,8	33.770,0	10.212,5	6.680,4	-	-	112,51
Ni	-	-	35,1	15,5	-	96,2	27,6	97,7	29,5	18,2	-	-	0,30
Cu	-	-	342,6	216,3	-	886,6	137,2	958,3	291,1	210,2	-	-	2,90
Zn	-	-	648,6	263,0	-	1.724,7	188,1	2.050,5	553,4	439,1	1.730,1	1.730,1	6,33
Cd	-	-	1,9	0,6	-	2,9	0,6	6,8	0,9	-	-	-	0,02
Pb	-	-	340,7	145,7	-	601,7	117,3	485,6	252,6	115,9	407,5	407,5	2,06

Tabla 6-8. Valores de la masa movilizada en tiempo de lluvia asociada a la escorrentía por contaminante y suceso en la cuenca de Santiago Este

Factor multiplicador de la contaminación movilizada en tiempo seco y de lluvia en la cuenca de "Santiago Este"													PROMEDIO
Contaminante	05/0899	09/1198	09/1298	10/0698	11/0998	16/0999	17/1098	18/1298	24/0698	27/0699	29/0398	29/0398	
SS	18	7	9	18	6	36	8	14	20	7	23	23	15
DQO	-	2	5	-	-	-	-	3	-	-	3	-	3
COTdis	-	-	2	14	-	20	4	8	10	1	-	-	8
Al	-	1	8	-	-	28	-	11	-	-	-	-	12
Mn	-	-	1	-	-	5	-	3	-	1	-	-	2
Fe	-	-	11	22	-	38	11	18	21	7	-	-	18
Ni	-	-	5	13	-	26	5	11	13	5	-	-	11
Cu	-	-	5	17	-	23	3	11	12	5	-	-	11
Zn	-	-	4	10	-	20	2	10	10	5	16	16	10
Cd	-	-	7	12	-	20	3	18	10	-	-	-	12
Pb	-	-	14	39	-	53	6	18	34	9	27	27	25

Tabla 6-9. Valores del factor multiplicador de la masa de contaminación movilizada en tiempo seco y tiempo de lluvia en Santiago Este

De la tabla anterior se observa que la cuenca de Santiago Este presenta un efecto multiplicador importante entre la contaminación movilizada en tiempo seco y de lluvia. Para la mayoría de los contaminantes analizados este valor sobrepasa el coeficiente 10, llegándose a 15 en los SS y 25 en el plomo. Ello indica que, durante el tiempo seco, se acumula una importante cantidad de contaminación en la superficie de las calles y de los tejados que el agua de escorrentía es capaz de arrancar y transportar hasta los imbornales de la red unitaria de la cuenca. Obsérvese que no se menciona el fenómeno de resuspensión en red puesto que debido a la pendiente media de la cuenca, es poco probable que este fenómeno tenga lugar.

En el caso de la DQO, no se aprecian diferencias notables entre las condiciones de tiempo seco y de lluvia en lo que a movilización de la masa de contaminación se refiere y conviene recordar que mientras la problemática de los metales pesados es de disponibilidad y bioacumulación, el de la DQO es de concentraciones.

En el siguiente punto se analizarán ciertos aspectos relacionados con la forma en la que se presentan los contaminantes estudiados durante los episodios de lluvia.

#### 6.2.2.2 *Análisis de la movilización de la contaminación durante sucesos de lluvia.*

Con el fin de analizar la movilización de la contaminación en tiempo de lluvia, se han definido una serie de parámetros que se presentan a continuación. Estos parámetros servirán de base al posterior análisis estadístico.

##### Parámetros pluviométricos:

*DTSP*: duración del tiempo seco precedente (días).

*P*: altura total de la precipitación (mm).

*D*: duración total del aguacero (horas).

*I<sub>max</sub>*: intensidad máxima de la lluvia (mm/h).

*I<sub>med</sub>*: intensidad media de la lluvia (mm/h) ó P/D.

##### Parámetros hidrológicos:

*Q<sub>max</sub>*: caudal máximo del aguacero ( $m^3/s$ ).

*Q<sub>med</sub>*: caudal medio del aguacero ( $m^3/s$ ) ó  $V_w \cdot S/D$ .

*V<sub>w</sub>*: volumen total del suceso por unidad de superficie ( $l/m^2$ ).

##### Parámetros de contaminación:

*M<sub>ss</sub>*: masa total movilizada de SS por unidad de superficie ( $g/m^2$ ).

*Q<sub>ss med</sub>*: flujo másico medio de SS (mg/s).

*Q<sub>ss max</sub>*: flujo másico máximo de SS (mg/s).



$CMS_{ss}$ : concentración media de suceso de SS (mg/l), ó  $M_{ss}/V_w$ .  
 $CMS_{SD}$ : concentración media de suceso de SD (mg/l).  
 $SS_{max}$ : concentración máxima de SS (mg/l).  
 $CMS_{Zn}$ : concentración media de suceso de Zn (mg/l).  
 $CMS_{Cu}$ : concentración media de suceso de Cu (mg/l).  
 $CMS_{Pb}$ : concentración media de suceso de Pb (mg/l).  
 $CMS_{COT}$ : concentración media de suceso de COT (mg/l).  
 $C_{med}$ : conductividad media ( $\mu S/cm$ ).  
 $C_{max}$ : conductividad máxima ( $\mu S/cm$ ).

A continuación se presenta una tabla resumen con los valores mínimo, medio, máximo y coeficiente de variación de los parámetros citados anteriormente, correspondientes a los once sucesos analizados.

Resumen de los valores de los parámetros analizados para los 11 sucesos muestreados en la cuenca de "Santiago Este".				
Parámetro	Valores			Coeficiente de variación
	Min	Medio	Max	
$DTSP$ (días)	0,2	7,3	30,0	1,25 (11)
$P$ (mm)	1,1	3,1	7,3	0,55 (11)
$I_{max}$ (mm/h)	2,6	5,5	7,5	0,31 (11)
$I_{med}$ (mm/h)	1,0	2,1	5	0,57 (11)
$D$ (h)	0,3	1,8	5	0,67 (11)
$V_w$ (l/m <sup>2</sup> )	1,4	8,2	19,5	0,68 (11)
$Q_{max}$ (m <sup>3</sup> /s)	0,4	0,9	1,6	0,44 (11)
$Q_{med}$ (m <sup>3</sup> /s)	0,2	0,6	1,2	0,50 (11)
$M_{ss}$ (g/m <sup>2</sup> )	0,7	2,8	4,6	0,54 (11)
$SS_{max}$ (mg/l)	394,0	848,0	1.472,0	0,39 (11)
$Q_{ss,max}$ (g/s)	282,0	581,0	1.148,0	0,43 (11)
$Q_{ss,med}$ (g/s)	102,0	227,0	528,0	0,59 (11)
$CMS_{ss}$ (mg/l)	183,0	415,0	711,0	0,42 (11)
$CMS_{SD}$ (mg/l)	148,0	446,0	1.025,0	0,75 (6)
$CMS_{Cu}$ ( $\mu g/l$ )	102,0	203,0	353,0	0,45 (7)
$CMS_{Zn}$ ( $\mu g/l$ )	206,0	366,0	567,0	0,33 (8)
$CMS_{Pb}$ ( $\mu g/l$ )	51,0	133,0	241,0	0,55 (8)
$CMS_{COTdis}$ (mg/l)	6,0	38,0	66,0	0,58 (7)
$C_{max}$ ( $\mu S/cm$ )	180,0	1.359,0	3.350,0	0,94 (8)
$C_{med}$ ( $\mu S/cm$ )	156,0	1.153,0	3.010,0	0,99 (8)

( ): n° de valores

Tabla 6-10. Valores de los parámetros analizados para los sucesos de lluvia muestreados en la cuenca de Santiago Este

A continuación se muestran dos de los once sucesos analizados (17/10/98 y 16/9/99) con sus gráficas lluvia-caudal e hidrogramas y polutogramas, además de dos gráficas normalizadas de movilización de masa de contaminantes en forma disuelta y particulada, resumen de los once sucesos analizados. El resto de gráficas correspondientes a los demás sucesos se pueden observar en el anejo VI.

### Suceso 17/10/98

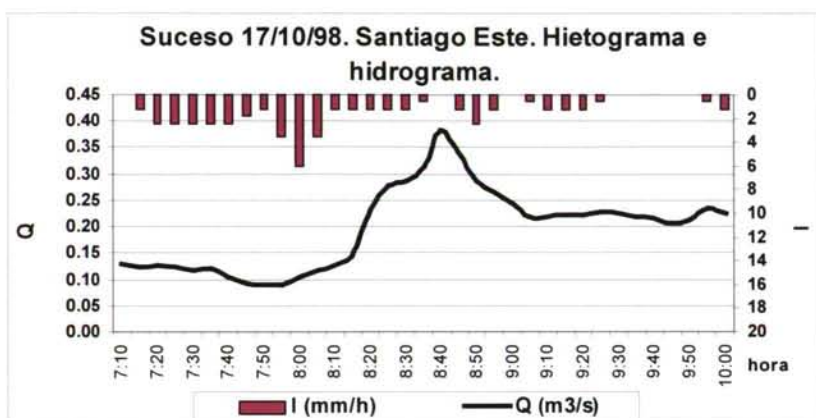


Figura 6-1. Hidrograma e hietograma del suceso 17/10/98

El período de muestreo va desde las 8:20 AM hasta las 10:00 AM.

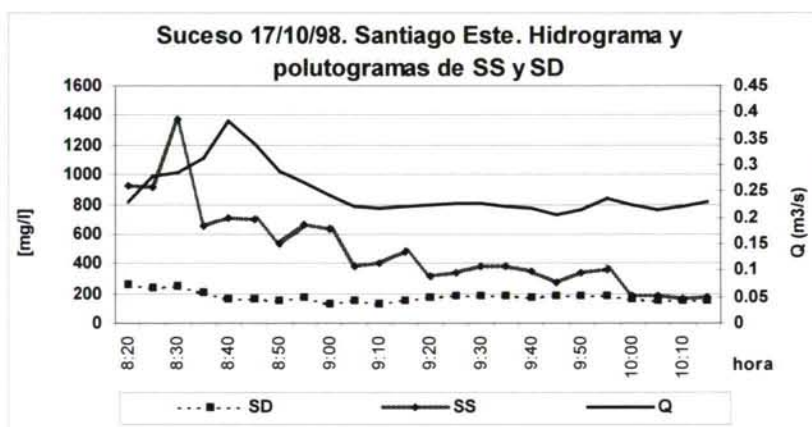


Figura 6-2. Polutogramas de SS, SD e hidrograma del suceso 17/10/98

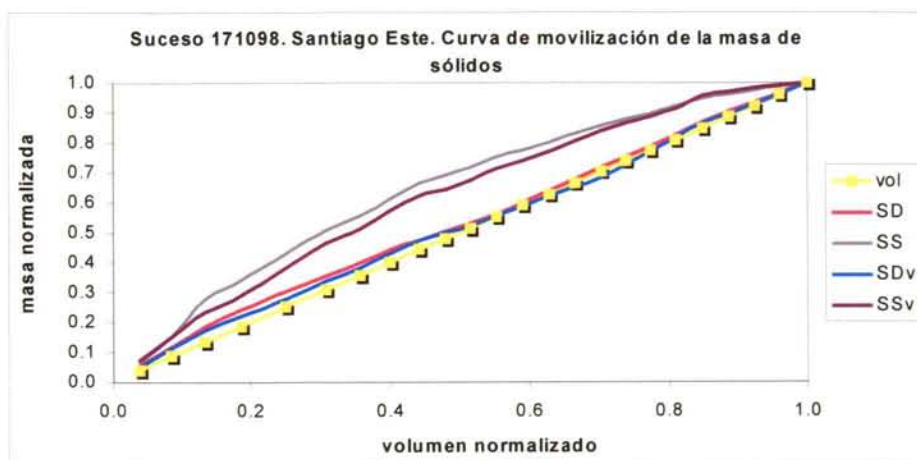


Figura 6-3. Gráficas de movilización de la masa de sólidos durante el suceso 17/10/98

De la anterior figura, cabe resaltar que los SS presentan un fenómeno de movilización de masa más adelantado que los SD, que prácticamente acompañan a la curva de volumen.

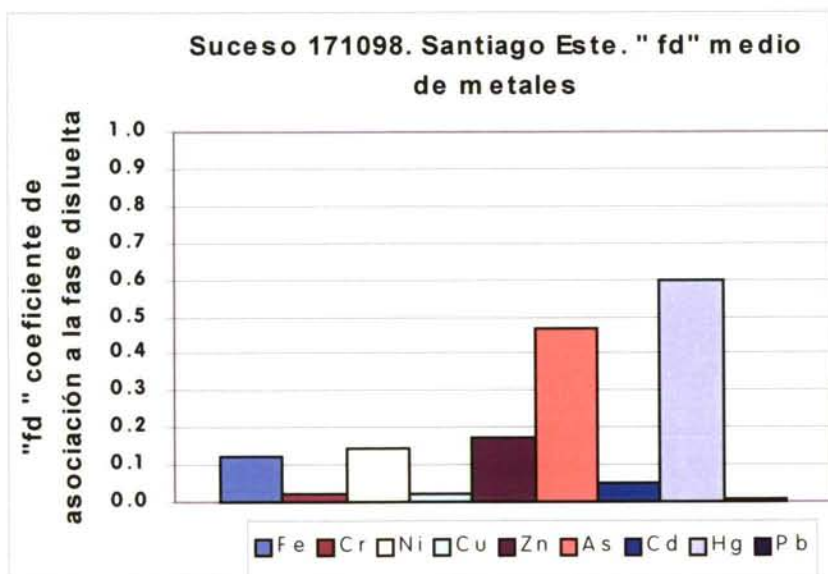


Figura 6-4. Análisis del grado de asociación de los metales pesados a la fracción disuelta de los sólidos movilizados durante el suceso 17/10/98

De la anterior figura se puede observar como tan sólo el As y el Hg van asociados parcialmente a la fase disuelta de los sólidos presentes, mientras que otros metales como el Pb, Cd, Zn, Cu y Cr, van ligados a la masa



particulada. Del total de los once sucesos analizados para la cuenca de "Santiago Este", en dos de ellos se analizó el grado de asociación de los metales presentes a las fases particulada y disuelta, y los resultados fueron:  $f_d=0.3$  y  $0.2$  para el caso del As,  $f_d=0.02$ ,  $0.02$  para el Hg, y el resto de los metales presentaron un  $f_d < 0.2$ . Los metales Pb, Zn y Cu, indicadores típicos de la contaminación urbana, siempre presentan valores de "fd" muy bajos con lo que se puede concluir que estos contaminantes se manifiestan ligados a la fase particulada de los sólidos presentes.

En las siguientes figuras se analiza la movilización de la masa de metales pesados asociados a las fases disuelta y particulada.

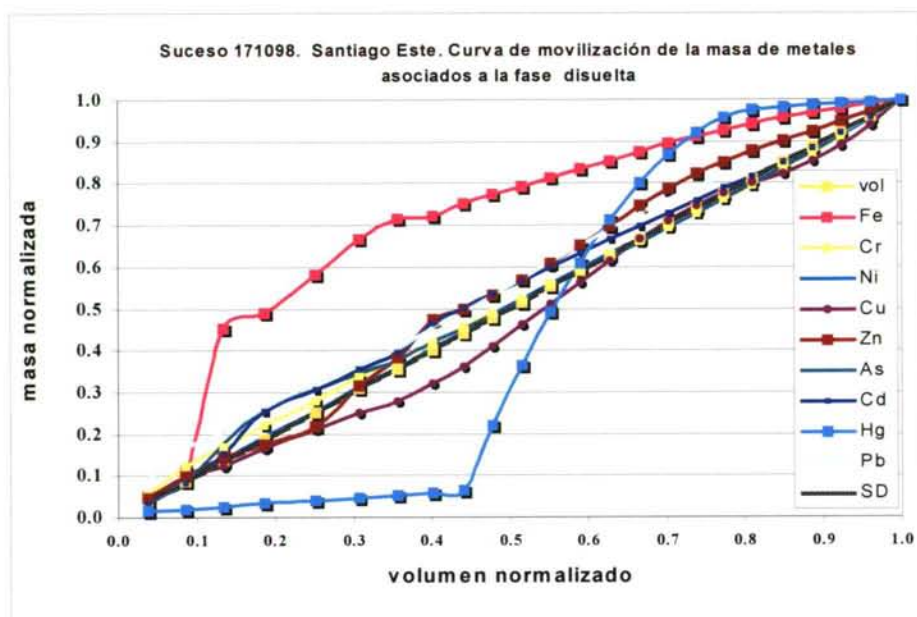


Figura 6-5. Gráficas de movilización de la masa de metales pesados asociados a la fase disuelta de los sólidos durante el suceso 17/10/98

De la anterior gráfica se puede observar que, salvo el Hg y el Fe, los metales pesados asociados a la fase disuelta no presentan un adelantamiento o un retraso en la movilización de su masa respecto al del volumen. El Fe sí presenta un fenómeno de adelantamiento y, así, por ejemplo, movilizado un 15% del volumen de agua registrado, ya han llegado a la sección de control un 45% del total de la masa. En cambio el Hg presenta el efecto contrario al Fe, y así, para un 45% del volumen total de agua registrada, se había movilizado tan sólo un 5% del total de la masa de Hg. A partir de este punto la masa de Hg empieza a llegar de forma intensa, movilizándose la práctica totalidad de la masa en el siguiente 30% del total del volumen de agua. Este quiebro en el comportamiento del Hg coincide con el final de la cola del hidrograma (ver figura 6-1), a eso de las 9:00 AM.

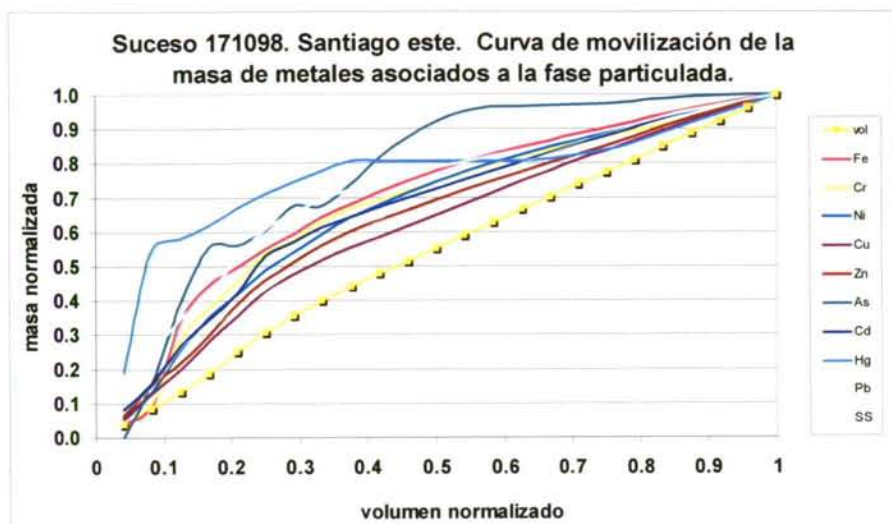


Figura 6-6. Gráficas de movilización de la masa de los metales pesados asociados a la fase particulada de los sólidos durante el suceso 17/10/98

A diferencia de los metales pesados que se presentan asociados a la fase disuelta, los que se hallan asociados a la fase particulada manifiestan un fenómeno de adelantamiento en la movilización de su masa respecto al volumen de agua del suceso de lluvia en cuestión.

A continuación se presenta el suceso de lluvia 16/9/99.

Suceso 16/9/99

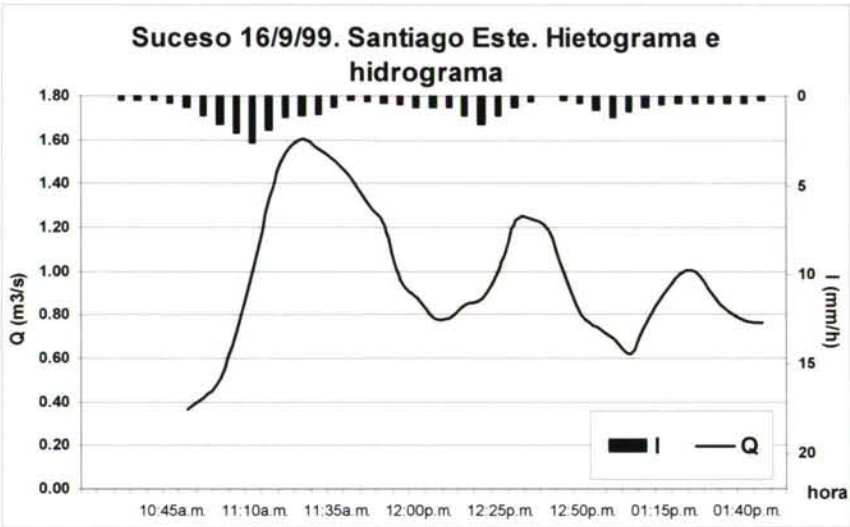


Figura 6-7. Hidrograma e hietograma del suceso de lluvia 16/9/99

El período muestreado va desde las 10:50 AM hasta las 11:50 AM.

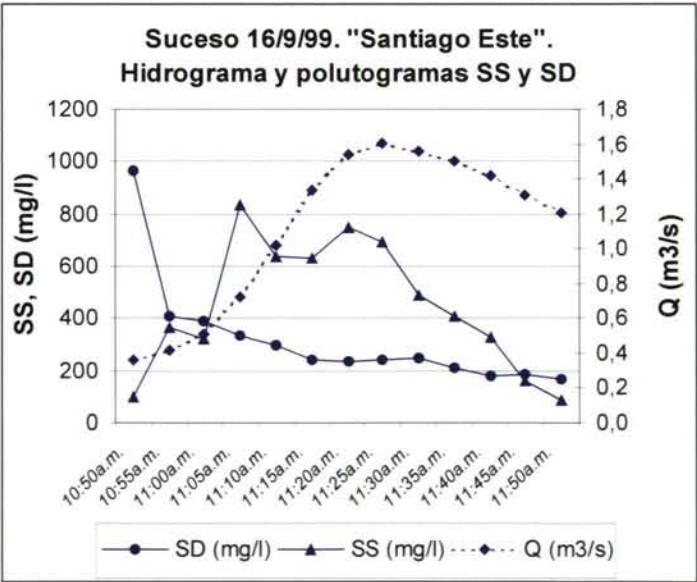


Figura 6-8. Hidrograma y polutogramas de SS y SD registrados para el suceso de lluvia 16/9/99



A continuación se muestran varias gráficas que ponen de manifiesto la manera en la que se movilizan los metales pesados Zn, Cu y Pb.

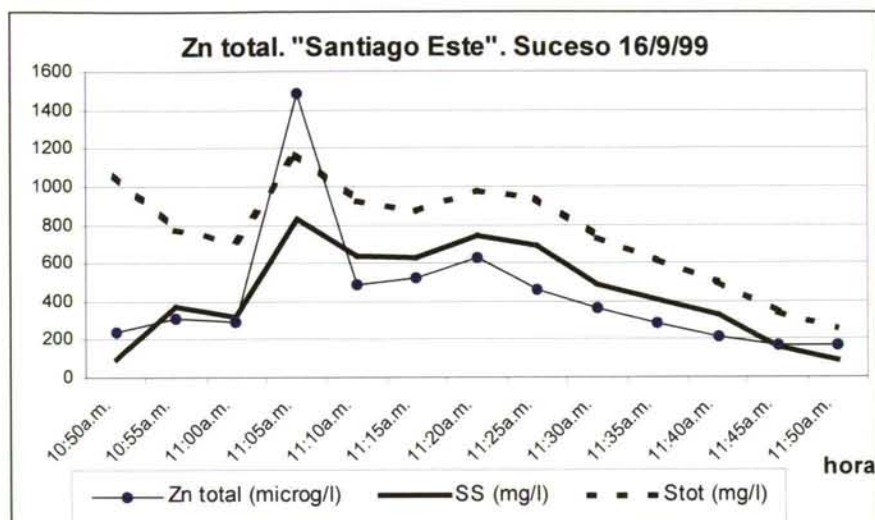


Figura 6-9. Polutogramas de la masa total de Zn, sólidos totales y SS para el suceso de lluvia 16/9/99

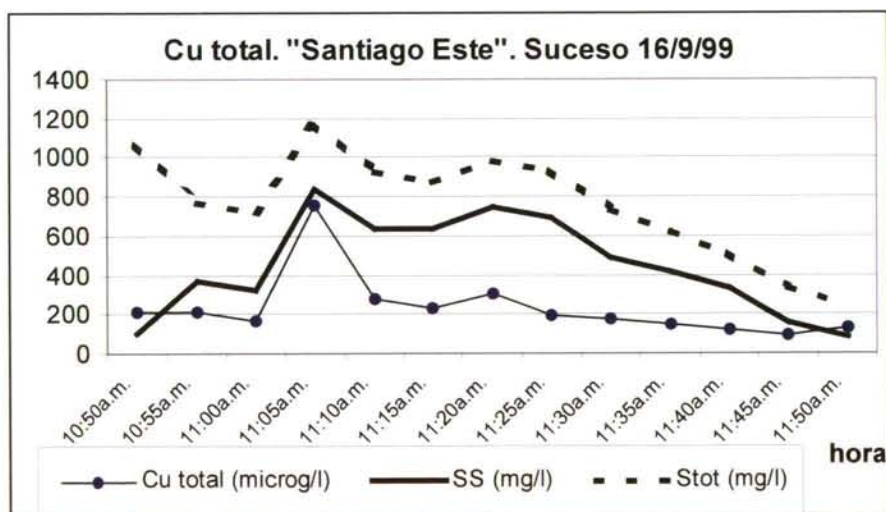


Figura 6-10. Polutogramas de la masa total de cobre, sólidos totales y sólidos en suspensión para el suceso de lluvia 16/9/99.

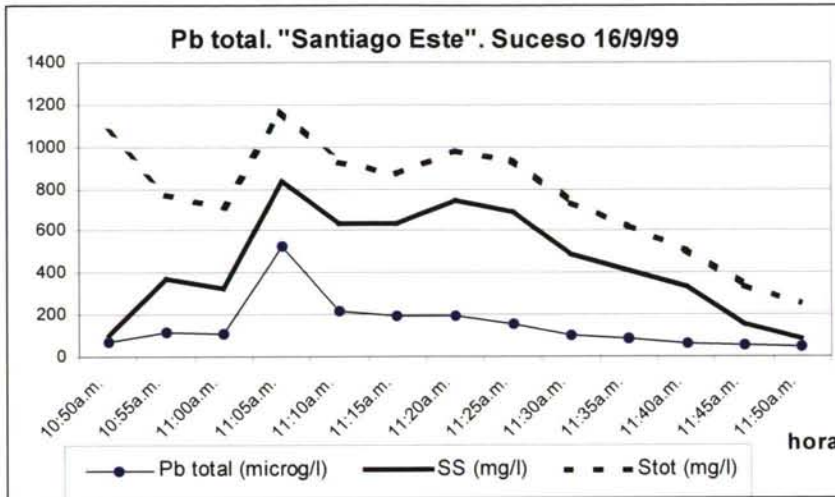


Figura 6-11. Polutogramas de la masa total de Pb, sólidos totales y SS para el suceso de lluvia 16/9/99

En las anteriores figuras se puede observar como la masa total de los metales pesados Zn, Cu y Pb acompaña ya desde un principio a la masa de SS movilizados, y no en cambio a los SD, polutograma diferencia Stot - SS.

Finalmente, en las siguientes figuras se resumen las curvas de movilización de masa normalizada de SS de los once sucesos muestreados para la cuenca de Santiago Este. Los valores son acumulados y referidos al comienzo de cada suceso y se hallan normalizados (0-1) para poder compararlos conjuntamente ya que todos ellos son de diferente duración.

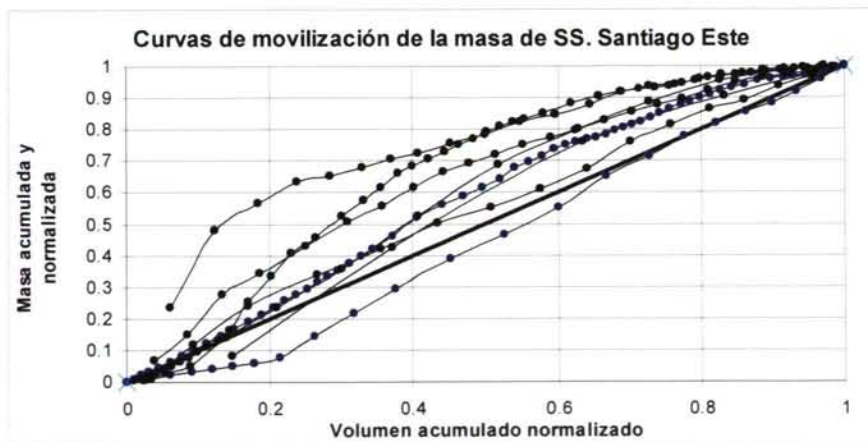


Figura 6-12. Curvas de movilización de la masa de SS de los sucesos muestreados en la cuenca de Santiago Este.

De la anterior figura se puede observar un proceso de movilización de la masa de SS con una tendencia clara hacia el adelantamiento respecto al volumen de agua del suceso (curvas por encima de la diagonal). Así, se puede decir que en el primer 40% del volumen total ya se ha movilizado entre un 50 y un 70% de la masa total de SS; y para un 60% del volumen, entre un 70 y un 90% de los SS ya han pasado por la sección de control. Este hecho tiene lógicamente una repercusión clara en el dimensionamiento de los TGEU's y las estrategias de cara a la minimización de la contaminación que se vierte a medio receptor desde los reboses de alcantarillado unitario.

#### 6.2.2.2.1 Análisis estadístico

A continuación se procede a realizar un análisis estadístico de datos hidrológicos y de contaminación de la cuenca urbana. Este análisis permitirá establecer relaciones entre parámetros observados y tendencias de comportamiento, tendencias que ayudarán a interpretar los fenómenos físicos y químicos que gobiernan el sistema.

El análisis se realizará sobre una muestra con el tamaño ya comentado, y que representan eventos de lluvia separados en el tiempo de forma tal que se puede considerar la hipótesis de independencia entre las medidas de las variables de estudio.

Se presenta a continuación el estudio de correlación entre las variables ya definidas anteriormente, tomadas dos a dos mediante una matriz de correlación, en la que se ha estimado el coeficiente de correlación mediante un estimador de Pearson. Bajo la hipótesis de normalidad efectuada, se calcula la probabilidad de que el estimador de la correlación sea menor que el valor predicho mediante la realización muestral obtenida (en este valor de la probabilidad se tiene en cuenta la extensión de la muestra). Esta probabilidad, llamada nivel "p" ó significancia, permite evaluar el grado de fiabilidad sobre el ajuste lineal y estima la posible interdependencia lineal entre cada par de variables: cuanto menor sea el nivel "p" mejor será el ajuste y viceversa. Esta información es útil a la hora de interpretar el problema físico, aunque por sí sola realmente no tenga mayor utilidad práctica.

En la elaboración de la matriz de correlación (siguiente tabla) se ha empleado el paquete estadístico SPSS.



Tabla 6-11. Matriz de correlación de los parámetros analizados en la cuenca de "Santiago Este".

Correlaciones	P	Imax	Imed	D	DTSP	Vw	Mss	Qmax	Qmed	CMSss	CMSsd	Samax	Qss max	Qss med	CMSsn	CMSsb	CMSscot	Cmed	Cmax			
Correlación de Pearson	1.00	0.27	-0.15	0.80	-0.12	0.71	0.36	-0.06	-0.31	0.83	0.83	-0.21	-0.46	-0.59	-0.21	-0.31	-0.28	0.88	0.83			
Sig (bilateral)		0.024	0.068	0.024	0.724	0.014	0.044	0.338	0.48	0.27	0.27	0.044	0.024	0.024	0.044	0.044	0.044	0.001	0.011			
Imax	Correlación de Pearson	0.27	1.00	0.73	-0.20	0.31	-0.24	-0.35	-0.38	0.48	0.27	0.38	-0.23	-0.03	0.37	0.50	0.45	0.43	-0.24	-0.18		
Sig (bilateral)		0.044	0.010	0.052	0.084	0.044	0.044	0.044	0.044	0.027	0.027	0.044	0.044	0.044	0.044	0.044	0.044	0.044	0.044	0.044		
Imed	Correlación de Pearson	0.27	1.00	-0.34	-0.11	-0.39	-0.55	-0.32	-0.22	0.42	-0.07	0.15	-0.19	0.10	0.51	0.78	0.72	0.45	-0.33	-0.27		
Sig (bilateral)		0.044	0.010	0.068	0.074	0.056	0.056	0.044	0.044	0.044	0.044	0.044	0.044	0.044	0.044	0.044	0.044	0.044	0.044	0.044		
D	Correlación de Pearson	-0.15	0.73	1.00	-0.09	0.79	0.49	0.08	-0.19	0.53	0.59	-0.39	-0.33	-0.50	-0.62	-0.76	-0.66	-0.64	0.72	0.69		
Sig (bilateral)		0.068	0.010	0.068	0.794	0.056	0.056	0.044	0.044	0.044	0.044	0.044	0.044	0.044	0.044	0.044	0.044	0.044	0.044	0.044		
DTSP	Correlación de Pearson	-0.12	0.10	-0.11	1.00	-0.30	0.12	-0.33	-0.38	0.64	0.10	0.50	0.09	0.11	0.16	-0.04	0.28	0.23	-0.12	-0.06		
Sig (bilateral)		0.074	0.074	0.074	0.074	0.044	0.044	0.044	0.044	0.044	0.044	0.044	0.044	0.044	0.044	0.044	0.044	0.044	0.044	0.044		
Vw	Correlación de Pearson	0.71	-0.31	-0.59	**0.79	1.00	0.77	0.55	0.32	-0.64	0.81	-0.53	0.05	-0.16	-0.23	-0.48	-0.61	-0.47	0.76	0.69		
Sig (bilateral)		0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001		
Mss	Correlación de Pearson	0.36	-0.24	-0.55	0.49	0.12	**0.77	1.00	0.73	0.52	-0.13	0.89	-0.36	0.42	0.36	0.00	-0.30	-0.38	-0.22	0.69	0.65	
Sig (bilateral)		0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	
Qmax	Correlación de Pearson	-0.06	-0.35	-0.32	0.08	-0.33	0.55	**0.73	1.00	0.95	-0.23	0.88	-0.45	0.64	0.65	0.22	0.01	-0.17	-0.10	0.21	0.17	
Sig (bilateral)		0.056	0.001	0.001	0.056	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	
Qmed	Correlación de Pearson	-0.31	-0.38	-0.22	-0.19	-0.38	0.32	0.52	0.09	0.18	0.37	0.41	0.66	0.72	0.21	0.06	-0.15	-0.03	-0.15	-0.20	-0.20	
Sig (bilateral)		0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	
CMSss	Correlación de Pearson	-0.45	0.48	0.42	-0.53	**0.64	-0.64	-0.13	-0.23	-0.18	0.72	0.73	0.36	0.54	0.69	0.66	0.82	0.76	-0.45	-0.40	-0.40	
Sig (bilateral)		0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	
CMSsd	Correlación de Pearson	-0.33	0.27	-0.07	0.39	0.10	0.81	**0.88	1.00	0.37	-0.22	1.00	0.00	0.38	0.03	0.14	-0.07	-0.09	-0.24	0.98	0.98	
Sig (bilateral)		0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	
Samax	Correlación de Pearson	-0.32	0.38	0.15	-0.39	0.50	-0.33	-0.45	-0.41	**0.73	1.00	0.00	0.30	0.16	0.28	0.19	0.40	0.56	-0.31	-0.30	-0.30	
Sig (bilateral)		0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	
Qss max	Correlación de Pearson	-0.46	-0.23	-0.19	-0.33	0.09	0.05	0.42	**0.84	0.66	0.36	0.38	0.30	1.00	0.63	0.61	0.28	0.30	0.33	-0.20	-0.25	-0.25
Sig (bilateral)		0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	
Qss med	Correlación de Pearson	-0.59	-0.03	0.10	-0.50	0.11	-0.16	0.36	**0.85	0.72	0.34	0.03	0.16	**0.83	1.00	0.62	0.44	0.38	0.38	-0.47	-0.44	-0.44
Sig (bilateral)		0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001
CMSsn	Correlación de Pearson	-0.21	0.37	0.51	-0.62	0.16	-0.23	0.10	0.22	0.21	0.69	0.14	0.28	0.61	0.62	1.00	0.87	0.87	0.65	-0.20	-0.23	-0.23
Sig (bilateral)		0.021	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001
CMSsb	Correlación de Pearson	-0.23	0.50	-0.76	-0.04	-0.48	-0.30	0.01	0.06	0.86	-0.07	0.19	0.28	0.44	**0.87	1.00	0.95	0.81	-0.43	-0.46	-0.46	-0.46
Sig (bilateral)		0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001
CMSscot	Correlación de Pearson	0.83	0.28	0.29	0.42	0.79	0.81	0.49	0.81	0.82	0.69	0.40	0.30	0.38	**0.97	**0.95	1.00	0.76	-0.31	-0.29	-0.29	-0.29
Sig (bilateral)		0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001
Cmed	Correlación de Pearson	-0.28	0.43	0.45	-0.84	0.23	-0.47	-0.22	-0.10	-0.03	0.78	0.24	0.56	0.33	0.65	**0.91	**0.76	1.00	-0.73	-0.83	-0.83	-0.83
Sig (bilateral)		0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001
Cmax	Correlación de Pearson	-0.88	-0.24	-0.33	**0.72	0.12	**0.76	0.69	0.31	-0.15	**0.98	-0.31	-0.20	-0.47	-0.20	-0.43	-0.31	-0.73	1.00	0.98	0.98	0.98
Sig (bilateral)		0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001
Cmax	Correlación de Pearson	**0.83	-0.18	-0.27	0.69	-0.06	0.69	0.65	0.17	-0.20	-0.40	**0.98	-0.30	-0.25	-0.44	-0.23	-0.46	-0.29	-0.83	**0.98	1.00	1.00
Sig (bilateral)		0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001

\*\* La correlación es significativa a nivel 0.01 (bilateral).  
\* La correlación es significativa a nivel 0.05 (bilateral).

A la vista de la matriz de correlación cabe resaltar las siguientes tendencias:

- a) Cuánto mayor es el volumen del aguacero ( $V_w$ ), menor es la  $CMS_{SS}$  y mayor es la masa movilizada de SS ( $M_{SS}$ ). Para que esta afirmación tenga sentido ha de ocurrir que a medida que los sucesos van teniendo mayores volúmenes, la masa de SS movilizada también va aumentando pero de forma menos acentuada que el incremento del  $V_w$  para que como resultado, la  $CMS_{SS}$  disminuya. Es decir, en una gráfica  $V_w - M_{SS}$ , la curva que relaciona a ambos no puede ser lineal sino de tipo parabólico en el cuadrante inferior a la diagonal ( $y=x$ ) y con una asíntota horizontal que indica que la  $M_{SS}$  llegará un momento en que no presente un incremento sustancial para un volumen de aguacero mayor, lo cual nos dice que la masa puede ser agotada por un suceso a partir de un determinado volumen. Esta misma idea se ve confirmada si se analizan los polutogramas de los sucesos de lluvia analizados (anejo VI), en los que se puede observar que, en general, las colas producen su descenso con anterioridad a las de los hidrogramas asociados, es decir, la materia contaminante en superficie de cuenca que es susceptible de ser lavada y transportada se agota en su totalidad.
- b) Existe una correlación positiva entre el comportamiento de los sólidos en suspensión ( $CMS_{ss}$ ), los metales pesados (Cu, Pb y Zn) y el  $COT_{dis}$ .

### **Análisis de tendencias**

Se pretende en este apartado cuantificar las tendencias significativas de comportamiento observadas tras el análisis de la matriz de correlación entre parámetros mediante el empleo de técnicas de regresión.

#### *Análisis lineal simple*

El análisis lineal simple se ha efectuado entre los sólidos en suspensión y los metales pesados con el objetivo de establecer las relaciones existentes entre un contaminante fácilmente cuantificable por métodos indirectos (SS a través de su turbidez por ejemplo) y otros cuya valoración resulta más laboriosa y costosa (metales pesados).

Los modelos elaborados han sido: a) modelo de sólidos:  $CMS_{SS}$  y  $M_{ss}$ .  
b) modelos de metales pesados:  $CMS_{Zn}$ ,  $CMS_{Cu}$ ,  $CMS_{Pb}$ .

Se ha escogido al Zn, Cu y Pb debido a que son los parámetros que representan la problemática habitual de contaminación de las aguas de escorrentía urbana por aparecer en cantidades significativas. A continuación se presenta una tabla resumen con las ecuaciones matemáticas de los modelos resultantes de este análisis y posteriormente se representan gráficamente.

Análisis lineal simple	R <sup>2</sup>
$CMS_{SS} = 0.5106 \cdot SS_{max}$	0.6523
$M_{SS} = 3.57 \cdot Q_{max}$	0.5697
$CMS_{Zn} = 0.7904 \cdot CMS_{SS}$	0.6912
$CMS_{Cu} = 0.4356 \cdot CMS_{SS}$	0.6572
$CMS_{pb} = 0.3057 \cdot CMS_{SS}$	0.75

Tabla 6-12. Ecuaciones resultantes del análisis lineal simple de correlación entre parámetros observados en la cuenca de Santiago Este

$$CMS_{SS} = 0.5106 \cdot SS_{max}$$

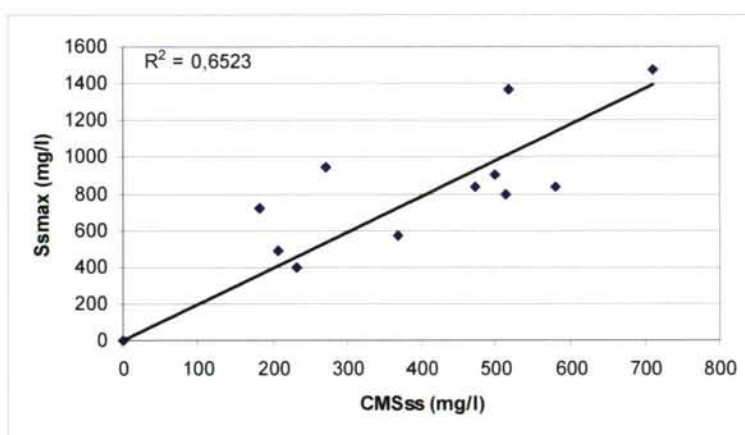


Figura 6-13. Gráfica de correlación entre  $CMS_{SS}$  y  $SS_{max}$

$$M_{SS} = 3.57 \cdot Q_{max}$$

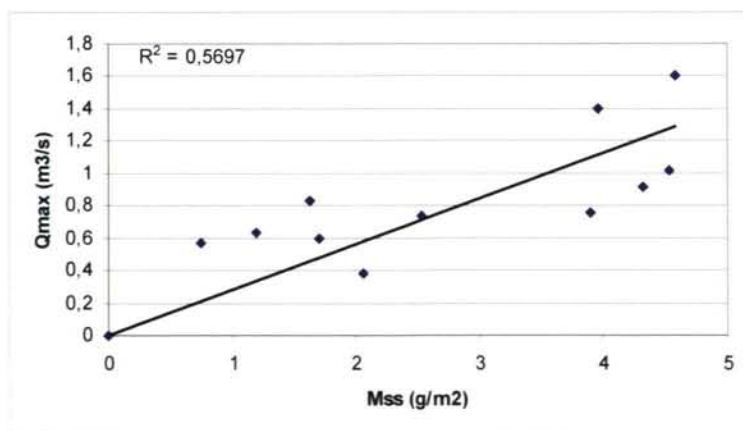


Figura 6-14. Gráfica de correlación entre  $M_{SS}$  y  $Q_{max}$



$$CMS_{Zn} = 0.7904 \cdot CMS_{SS}$$

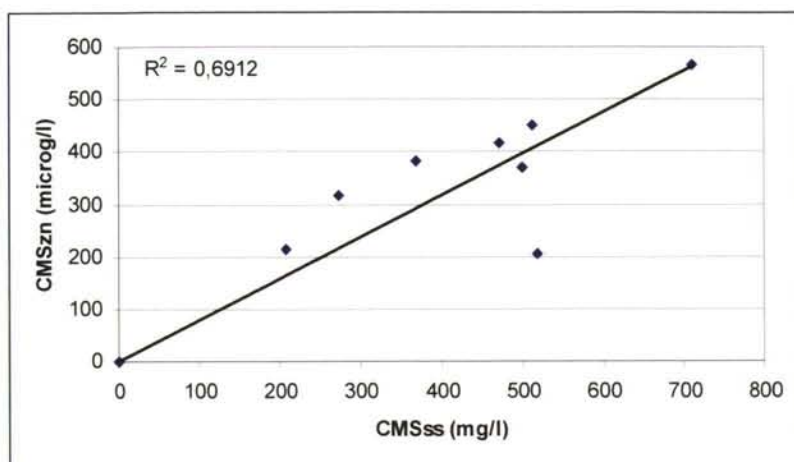


Figura 6-15.

Gráfica de correlación entre  $CMS_{zn}$  y  $CMS_{ss}$

$$CMS_{Cu} = 0.4356 \cdot CMS_{SS}$$

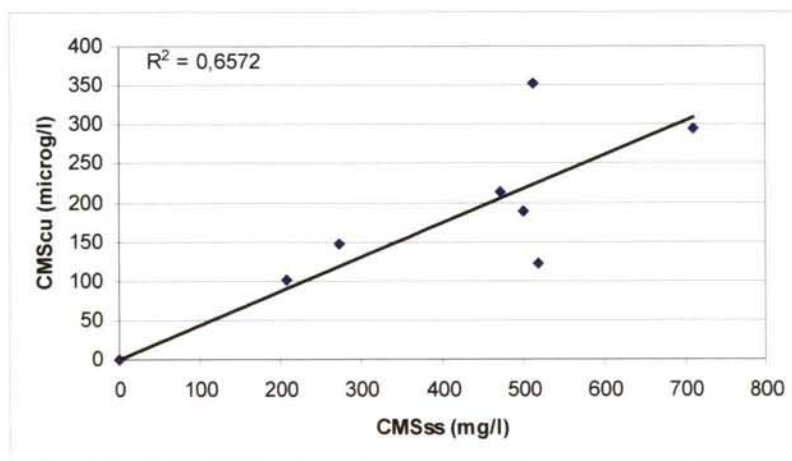


Figura 6-16.

Gráfica de correlación entre  $CMS_{Cu}$  y  $CMS_{ss}$

$$CMS_{Pb} = 0.3057 \cdot CMS_{SS}$$

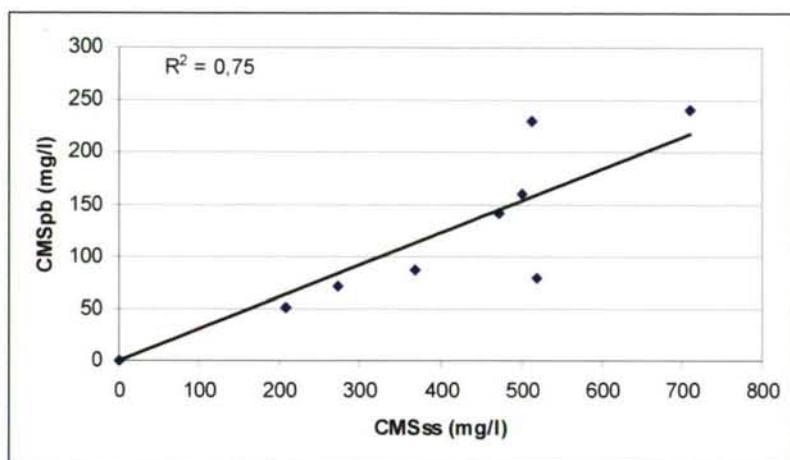


Figura 6-17. Gráfica de correlación entre  $CMS_{Pb}$  y  $CMS_{SS}$

### Análisis lineal múltiple

Los modelos estudiados han sido los mismos que para el análisis lineal simple, es decir,  $CMS_{SS}$ ,  $M_{SS}$ ,  $CMS_{Cu}$ ,  $CMS_{Pb}$  y  $CMS_{Zn}$ .

En el método seguido para la selección de las variables independientes ha prevalecido el principio de parquedad estadística. A pesar de que podamos aumentar el coeficiente de determinación ( $R^2$ ) por medio de introducir un mayor número de variables independientes, también puede aumentar el valor del error estándar por lo que cabe pensar en un sistema de búsqueda de la "mejor ecuación de regresión" que se ajuste a nuestros datos.

Es importante comentar que con la población muestral del análisis (once puntos máximo) es imposible sacar conclusiones definitivas, tan sólo se apuntan ciertas tendencias en el comportamiento a través de los modelos obtenidos.

Se ha empleado un método denominado "stepwise" ó de pasos sucesivos en el que las variables son examinadas en cada paso para poder entrar ó salir del modelo de acuerdo con los criterios especificados de aceptación y rechazo (grados de significación de un contraste determinado, por ejemplo tipo  $T$  de *Student*). El procedimiento acaba cuando no hay más variables que entren ó salgan del modelo y, teóricamente, el número máximo de pasos es el doble del número de variables independientes del modelo.

A continuación se presenta una tabla resumen con los resultados de los modelos de sólidos y de metales pesados analizados. Las unidades son las mismas que las especificadas al definir los parámetros empleados.

<b>Análisis lineal múltiple</b>	<b>R</b>
$CMS_{SS} = 995.699 - 213.462 \cdot P + 0.336 \cdot Q_{SS\ max} - 1.161 \cdot CMS_{COT}$	0.990
$M_{SS} = 1.024 + 0.217 \cdot V_W$	0.957
$CMS_{Zn} = 56.389 + 1.57 \cdot Q_{SS\ medio}$	0.918
$CMS_{Cu} = 366.976 - 94.913 \cdot D$	0.938
$CMS_{Pb} = -50.609 + 0.485 \cdot CMS_{Cu} + 0.481 \cdot Q_{SS\ medio}$	0.994

Tabla 6-13. Ecuaciones resultantes del análisis lineal múltiple de correlación entre los parámetros observados en la cuenca de Santiago Este

En la obtención de las anteriores relaciones se ha seguido un proceso puramente automático, en el que no se han tomado decisiones en cuanto a su sentido físico. De hecho, algunas de las anteriores relaciones presentan incoherencias del tipo, por ejemplo, que para una duración de suceso pequeña, casi nula, la concentración del contaminante analizado es máxima (véase CMS<sub>cu</sub> en función de la duración de suceso).

El grado de extrapolabilidad de estos resultados a otra cuenca es nulo y si se analizase un número mayor de sucesos, las ecuaciones anteriores variarían también ya que la población analizada no es suficiente como para que las relaciones anteriores tengan validez estadística.

De cualquier modo, y analizando las relaciones anteriormente expuestas, se pueden extraer las siguientes conclusiones de interés:

- La concentración media de los SS disminuye a medida que aumenta la precipitación media del suceso de lluvia en cuestión.
- La masa de los SS movilizados aumenta cuánto mayor es el volumen de agua del suceso analizado.
- Los metales pesados Zn y Pb se movilizan asociados a los SS.
- La concentración media de Cu aumenta a medida que disminuye la duración del suceso que lo moviliza.



### 6.2.3 Cuenca piloto "Fontiñas"

#### 6.2.3.1 Problemática de contaminación existente.

En este apartado se pretende poner de manifiesto qué contaminantes son los movilizados en mayor medida durante los sucesos de lluvia en la cuenca de Fontiñas. Para ello se ha determinado previamente cuál es la contaminación de tiempo seco (infiltración y conexiones parásitas a la red de pluviales de la cuenca) mediante una campaña de muestreo realizada entre los días 22 y 23 de marzo de 2000.

Las CMDTS de los diferentes contaminantes analizados se pueden observar en la siguiente tabla.

<i>Cuenca separativa de Fontiñas, tiempo seco</i>				
<b>Contaminante</b>	<b>Unidades</b>	<b>CMDTS</b>	<b>[ ]<sub>min</sub></b>	<b>[ ]<sub>max</sub></b>
SS	mg/l	22,0	13,0	41,0
DQO	mg/l	370,0	10,0	104,0
COT <sub>dis</sub>	mg/l	4,0	2,3	7,7
Al	mg/l	0,5	0,2	2,0
Mn	µg/l	178,0	134,3	329,6
Fe	mg/l	0,6	0,4	1,6
Ni	µg/l	15,8	11,3	42,3
Cu	µg/l	19,0	7,6	35,3
Zn	µg/l	85,0	40,9	259,8
Cd	µg/l	0,9	0,2	1,6
Hg	µg/l	0,3	0,2	0,4
Pb	µg/l	7,0	0,5	13,5

Tabla 6-14. Concentraciones medias diarias de tiempo seco de los diferentes contaminantes analizados para la cuenca de "Fontiñas"

Los resultados de la campaña de tiempo seco se pueden observar en las gráficas que se adjuntan en el anexo VI, en el apartado de tiempo seco.

A continuación se presenta una tabla con las principales características de los diez sucesos muestreados en la cuenca de "Fontiñas".

Suceso	Intervalo muestreo (h)	Volumen total (m <sup>3</sup> )	Masa SS (Kg)	Masa SD (Kg)	Nº muestras
010200	0,5	234	49,5	21,7	7
040599	1,9	396	121,5	79,9	22
050899	1,2	544	315,0	71,0	16
090299	0,9	274	27,0	53,2	12
091299	0,4	463	117,0	31,5	6
100200	1,9	589	27,0	40,8	24
191299	0,7	463	31,5	43,8	10
220200	0,9	189	13,5	18,7	12
250399	3,0	1.760	274,5	169,5	24
270699	1,2	526	198,0	41,7	13
Promedio	1,3	544	117,5	57,2	15

Tabla 6-15. Características principales de los sucesos muestreados en la cuenca de Fontiñas.

A continuación se presenta una tabla en la que se resumen los valores de las concentraciones medias de suceso (CMS) de los contaminantes analizados para cada uno de los sucesos muestreados en la cuenca de "Fontiñas".

CMS de la cuenca de "Fontiñas"										
Contaminante/ Suceso	09/02 99	25/03 99	04/05 99	27/06 99	05/08 99	09/12 99	19/12 99	01/02 00	10/02 00	22/02 00
SS (mg/l)	95,8	157,2	303,5	375,0	581,0	249,0	64,0	218,6	49,0	67,0
COT <sub>dis</sub> (mg/l)	13,8	12,2	26,1	9,9	9,8	13,8	8,5	16,1	7,5	7,2
Al (mg/l)	3,6	3,9	7,3	13,0	21,0	12,0	3,0	9,0	3,9	3,0
Mn (µg/l)	130,7	159,4	288,9	390,0	752,0	487,0	138,0	386,0	148,1	109,0
Fe (mg/l)	4,6	7,3	12,5	18,0	40,0	20,0	4,0	11,0	6,2	5,0
Ni (µg/l)	14,8	18,2	24,4	22,0	46,0	37,0	16,0	32,0	16,6	13,0
Cu (µg/l)	49,0	38,6	42,2	159,0	139,0	146,0	35,0	97,0	43,9	42,0
Zn (µg/l)	185,7	182,5	216,2	172,0	442,0	368,0	136,0	257,0	143,5	149,0
Cd (µg/l)	0,3	-	0,2	0,3	0,5	0,4	-	0,6	-	0,4
Pb (µg/l)	26,2	23,6	19,5	12,9	49,6	77,1	16,2	51,1	28,1	18,8

Tabla 6-16. CMS de los contaminantes analizados para cada uno de los sucesos muestreados en la cuenca de "Fontiñas".

A continuación se presenta una tabla resumen con los valores mínimo, medio, máximo y desviación estándar de las CMS de los contaminantes analizados correspondientes a los diez sucesos de lluvia muestreados en la cuenca de Fontiñas.

Contaminante	CMS (10 sucesos de lluvia)			
	Min	Medio	Max	Desviación standard S
SS (mg/l)	64,0	216,0	581,0	169,4(10)
COT <sub>dis</sub> (mg/l)	7,16	12,5	26,1	5,6(10)
Al (mg/l)	3,0	8,0	21,0	5,9(10)
Mn (µg/l)	109,0	299,0	752,0	207,9(10)
Fe (mg/l)	4,0	12,9	40,0	11,1(10)
Ni (µg/l)	13,0	24,0	46,0	10,9(10)
Cu (µg/l)	35,0	79,2	159,0	50,8(10)
Zn (µg/l)	136,0	225,1	442,0	102,8(10)
Cd (µg/l)	0,3	0,4	0,6	0,1 (5)
Pb (µg/l)	12,9	32,3	77,1	20,5(10)
Hg (µg/l)	0,1	0,4	0,9	0,3 (2)

( ): nº de valores

Tabla 6-17. Valores mínimo, medio y máximo de las concentraciones medias de suceso de los diferentes contaminantes analizados en la cuenca de Fontiñas

En la siguiente tabla se comparan la concentración media de tiempo seco (CMDTS) con la CMS<sub>med</sub> de los diez sucesos de lluvia registrados.

Cuenca separativa "Fontiñas"				
Contaminante	Unidades	CMDTS (1)	CMS <sub>med</sub> (2)	(2) / (1)
SS	mg/l	22,0	216,0	9,8
COT <sub>dis</sub>	mg/l	4,1	12,5	3,0
Al	mg/l	0,5	8,0	16,0
Mn	µg/l	178,0	299,0	1,7
Fe	mg/l	0,6	12,9	21,5
Ni	µg/l	15,8	24,0	1,5
Cu	µg/l	19,0	79,2	4,2
Zn	µg/l	85,0	225,1	2,6
Cd	µg/l	0,9	0,4	0,4
Pb	µg/l	7,0	32,3	4,6

Tabla 6-18. Comparación de la contaminación movilizada en términos de concentración media entre tiempo seco y de lluvia en la cuenca de Fontiñas

En las tres siguientes tablas se resumen, para cada uno de los contaminantes analizados y para cada uno de los sucesos muestreados, los valores de la masa movilizada en tiempo seco, en tiempo de lluvia o total de la masa movilizada y finalmente la contaminación asociada a la escorrentía urbana como diferencia de las dos anteriores.

El valor de la masa movilizada de tiempo seco se obtiene para cada suceso y contaminantes como el resultado de multiplicar el caudal medio de tiempo seco por la duración del suceso analizado y por la CMDTS del contaminante en cuestión. Obsérvese que en el análisis de una red de pluviales, no tiene sentido hablar de tiempo seco, pero en el caso de la cuenca de "Fontiñas", al existir un caudal continuo de base, resulta



necesario realizar dicho análisis a fin de poder estimar la masa de contaminación movilizada debida al lavado de la superficie de la cuenca.

El valor de la masa total movilizada de cada contaminante durante el suceso se obtiene de multiplicar la CMS por el volumen total de suceso.

Masa movilizada en tiempo seco (Kg) por suceso y contaminante en la cuenca de "Fontiñas"									
Contaminante/Suceso	09/02/99	25/03/99	04/05/99	27/06/99	05/08/99	09/12/99	19/12/99	01/02/00	10/02/00
SS	1,093	3,564	2,281	1,378	1,485	0,499	0,891	0,594	2,281
COT	0,202	0,659	0,422	0,255	0,275	0,092	0,165	0,110	0,422
Masa movilizada en tiempo seco (g) por suceso y contaminante en la cuenca de "Fontiñas"									
Contaminante/Suceso	09/02/99	25/03/99	04/05/99	27/06/99	05/08/99	09/12/99	19/12/99	01/02/00	10/02/00
Al	24,840	81,000	51,840	31,320	33,750	11,340	20,250	13,500	51,840
Mn	8,843	28,836	18,455	11,150	12,015	4,037	7,209	4,806	18,455
Fe	29,808	97,200	62,208	37,584	40,500	13,608	24,300	16,200	62,208
Ni	0,785	2,560	1,638	0,990	1,067	0,358	0,640	0,427	1,638
Cu	0,944	3,078	1,970	1,190	1,283	0,431	0,770	0,513	1,970
Zn	4,223	13,770	8,813	5,324	5,738	1,928	3,443	2,295	8,813
Cd	0,045	0,147	0,094	0,057	0,061	0,021	0,037	0,025	0,094
Pb	0,347	1,131	0,724	0,437	0,471	0,158	0,283	0,188	0,724

Tabla 6-19. Valores de la masa movilizada en tiempo seco en la cuenca de "Fontiñas" para cada uno de los sucesos y contaminantes analizados.

Masa total (Kg) movilizada en tiempo de lluvia por contaminante y suceso en la cuenca de "Fontiñas"									
Contaminante/Suceso	09/02/99	25/03/99	04/05/99	27/06/99	05/08/99	09/12/99	19/12/99	01/02/00	10/02/00
SS	22,4172	62,2512	165,104	102,75	269,003	146,661	29,632	41,3154	86,24
COTdis	1,404	3,168	11,424	1,37	1,852	4,712	2,315	1,323	5,28
Masa total (g) movilizada en tiempo de lluvia por contaminante y suceso en la cuenca de "Fontiñas"									
Contaminante/Suceso	09/02/99	25/03/99	04/05/99	27/06/99	05/08/99	09/12/99	19/12/99	01/02/00	10/02/00
Al	849	1,528	3,949	3,562	9,723	7,068	1,389	1,701	6,811
Mn	30,584	63,122	157,162	106,860	348,176	286,843	63,894	72,954	260,656
Fe	1,081	2,899	6,805	4,932	18,520	11,780	1,852	2,079	10,877
Ni	3,466	7,195	13,252	6,028	21,298	21,793	7,408	6,048	29,198
Cu	11,466	15,297	22,984	43,566	64,357	85,994	16,205	18,333	77,282
Zn	43,454	72,270	117,613	47,128	204,646	216,752	62,968	48,573	252,560
Cd	0,068	-	0,136	0,071	0,232	0,230	-	0,119	-
Pb	6,135	9,342	10,624	3,529	22,979	45,441	7,496	9,665	49,368

Tabla 6-20. Valores de la masa total movilizada en tiempo de lluvia en la cuenca de "Fontiñas" para cada uno de los sucesos y contaminantes analizados.

		Masa (Kg) movilizada en tiempo de lluvia asociada a la escorrentía por contaminante y suceso en la cuenca de "Fontiñas"										PROMEDIO	
Contaminante/Suceso		09/02/99	25/03/99	04/05/99	27/06/99	05/08/99	09/12/99	19/12/99	01/02/00	10/02/00	22/02/00	Kg/Ha neta	
SS		21,324	58,687	162,823	101,372	267,518	146,162	28,741	40,721	83,959	34,149	1,891	
COTdis		1,202	2,509	11,002	1,115	1,577	4,620	2,150	1,213	4,858	0,850	0,062	
		Masa (g) movilizada en tiempo de lluvia asociada a la escorrentía por contaminante y suceso en la cuenca de "Fontiñas"										PROMEDIO	
Contaminante/Suceso		09/02/99	25/03/99	04/05/99	27/06/99	05/08/99	09/12/99	19/12/99	01/02/00	10/02/00	22/02/00	g/Ha neta	
Al		824,580	1447,560	3897,600	3530,680	9689,250	7056,660	1368,750	1687,500	6759,360	1553,160	75,630	
Mn		21,741	34,286	138,707	95,710	336,161	282,806	56,685	68,148	242,201	48,491	2,650	
Fe		1051,272	2801,520	6743,232	4894,416	18479,500	11766,392	1827,700	2062,800	10814,592	2600,192	126,083	
Ni		2,681	4,636	11,614	5,038	20,232	21,435	6,768	5,621	27,560	6,053	0,223	
Cu		10,522	12,219	21,014	42,376	63,075	85,563	15,436	17,820	75,312	21,148	0,729	
Zn		39,231	58,500	108,800	41,804	198,909	214,824	59,526	46,278	243,747	74,151	2,172	
Cd		0,023	-	0,042	0,014	0,170	0,209	-	0,095	-	0,149	0,002	
Pb		5,789	8,211	9,901	3,092	22,508	45,283	7,213	9,477	48,644	9,547	0,339	

Tabla 6-21. Valores de la masa movilizada en tiempo de lluvia asociada a la escorrentía en la cuenca de Fontiñas para cada uno de los sucesos y contaminantes analizados.

		Factor multiplicador de la contaminación movilizada en tiempo seco y de lluvia en la cuenca de "Fontiñas"										PROMEDIO	
Contaminante/Suceso		09/02/99	25/03/99	04/05/99	27/06/99	05/08/99	09/12/99	19/12/99	01/02/00	10/02/00	22/02/00		
SS		21	17	72	75	181	294	33	70	38	32	83	
COTdis		7	5	27	5	7	51	14	12	13	5	15	
Al		34	19	76	114	288	623	69	126	131	64	154	
Mn		3	2	9	10	29	71	9	15	14	6	17	
Fe		36	30	109	131	457	866	76	128	175	88	210	
Ni		4	3	8	6	20	61	12	14	18	9	15	
Cu		12	5	12	37	50	200	21	36	39	23	43	
Zn		10	5	13	9	36	112	18	21	29	19	27	
Cd		2	1	1	1	4	11	5	5	4	4	4	
Pb		18	8	15	8	49	287	27	51	68	29	56	

Tabla 6-22. Valores del factor multiplicador de la masa de contaminación movilizada en tiempo seco y tiempo de lluvia en la cuenca de Fontiñas



En la siguiente tabla se establece una comparación entre la contaminación asociada a la escorrentía en ambas cuencas:

Contaminación asociada a la escorrentía (g/Ha neta)			
Contaminante	1.- Santiago Este	2.- Fontiñas	"1" / "2"
SS	7.790,77	1.890,91	4,1
COT <sub>dis</sub>	496,85	62,19	8,0
Al	118,82	75,63	1,6
Mn	2,34	2,65	0,9
Fe	112,51	126,08	0,9
Ni	0,30	0,22	1,4
Cu	2,90	0,73	4,0
Zn	6,33	2,17	2,9
Cd	0,02	0,002	10,0
Pb	2,06	0,34	6,1

Tabla 6-23. Comparación de la contaminación asociada a la escorrentía entre las cuencas de Santiago Este y Fontiñas (Kg/Ha neta).

Como se puede observar de la anterior tabla, la cuenca unitaria de "Santiago Este" moviliza mayor cantidad de contaminación asociada a la escorrentía (Kg/Ha neta) que la cuenca separativa de "Fontiñas" (salvo para el Mn y el Fe). Este hecho se explica en base a que la primera tiene una mayor densidad de población y genera más tráfico y actividad en general.

Finalmente, y a modo de comparación entre la cuenca de Fontiñas con datos de la literatura internacional, se muestran en la siguiente tabla los valores de los metales pesados en la escorrentía urbana de zonas residenciales y comerciales obtenidos en la NURP (1983):

Parámetro	CMS EPA ( $\mu\text{g/l}$ )	CMS "Fontiñas" ( $\mu\text{g/l}$ )
Cu	43	79.2
Zn	202	225.1
Pb	182	57.5

Tabla 6-24. Valores de metales pesados en zonas residenciales y comerciales obtenidos en la campaña NURP de USA (ASCE, 1992)

A la vista de los resultados de las CMS de los metales pesados para "Fontiñas", y comparando con los valores de la NURP (1983, ASCE 1992), podemos decir que los metales pesados Cu y Zn se hallan en el mismo rango, mientras que el Pb presenta valores sensiblemente inferiores.

En el siguiente punto analizaremos ciertos aspectos relacionados con la forma en la que se presentan los contaminantes citados y la masa sólida en general durante los episodios de lluvia analizados.

### 6.2.3.2 Análisis de la movilización de la contaminación durante sucesos de lluvia.

Al igual que para la cuenca unitaria de "Santiago Este", se realizó un análisis de la información de campo y laboratorio relacionada con los sucesos muestreados. La metodología seguida ha sido la misma y a continuación se presentan tan sólo los resultados obtenidos.

La siguiente tabla resumen muestra los valores mínimo, medio, máximo y desviación estándar de los diferentes parámetros mencionados en el apartado anterior correspondientes a los diez sucesos analizados.

<b>Resumen de los valores de los parámetros analizados para los 10 sucesos muestreados en la cuenca de "Fontiñas".</b>				
Parámetro	Valores			
	Mínimo	Medio	Máximo	Desviación standard S
DTSP (días)	0,02	6,21	30,00	8,8 (10)
P (mm)	0,80	2,34	6,70	1,9 (7)
I <sub>max</sub> (mm/h)	1,20	2,63	6,00	1,6 (8)
I <sub>med</sub> (mm/h)	0,73	1,52	3,70	0,94 (8)
D (h)	0,42	1,27	3,00	0,7 (10)
V <sub>w</sub> (l/m <sup>2</sup> )	0,61	1,21	3,91	0,9 (10)
Q <sub>max</sub> (m <sup>3</sup> /s)	0,05	0,17	0,42	0,1 (10)
Q <sub>med</sub> (m <sup>3</sup> /s)	0,05	0,16	0,26	0,1 (10)
M <sub>ss</sub> (g/m <sup>2</sup> )	0,06	0,26	0,70	0,2 (10)
SS <sub>max</sub> (mg/l)	84,00	744,00	3.526,00	972,1 (10)
QSS <sub>max</sub> (g/s)	21,00	77,76	235,00	69,4 (10)
QSS <sub>med</sub> (g/s)	7,29	226,43	66,00	22,5 (10)
CMS <sub>ss</sub> (mg/l)	64,00	216,00	581,00	160,7 (10)
CMS <sub>SD</sub> (mg/l)	67,00	111,25	199,70	44,9 (10)
CMS <sub>Cu</sub> (µg/l)	35,00	79,20	159,00	50,7 (10)
CMS <sub>Zn</sub> (µg/l)	136,00	225,10	442,00	102,8 (10)
CMS <sub>Pb</sub> (µg/l)	12,90	57,50	280,50	81,0 (10)
CMS <sub>COTdis</sub> (mg/l)	7,16	12,50	26,06	5,6 (10)
C <sub>max</sub> (µS/cm)	79,00	251,00	344,00	70,5 (9)
C <sub>med</sub> (µS/cm)	34,21	124,50	199,00	51,4 (9)

( ): nº de valores

Tabla 6-25. Valores mínimo, medio y máximo de los parámetros analizados para la cuenca de Fontiñas

A continuación se muestra el suceso de tormenta registrado en la fecha 25-marzo de 1999, en el que se analizaron las fracciones de los metales asociados a las fases particulada y disuelta, además de dos gráficas normalizadas resumen de los diez sucesos que dan idea del fenómeno de adelantamiento de la movilización de la masa de contaminación por el lavado de la cuenca. El resto de gráficas correspondientes a los demás sucesos analizados se pueden observar en el anejo VI "Fichas tipos de sucesos".



Figura 6-18. Asociación de los metales pesados a la fracción particulada de los sólidos en la cuenca de Fontiñas. Suceso del 25 de marzo de 1999.

Concentraciones medias de suceso (CMS)				
Parámetros	Unidades	Fase disuelta	Fase particulada	Total
SS	mg/l	-	157	157
SD	mg/l	97	-	97
Fe	mg/l	0	7	7
Cr	µg/l	1	22	24
Ni	µg/l	8	11	18
Cu	µg/l	14	24	39
Zn	µg/l	131	51	182
Mn	µg/l	83	77	159
Pb	µg/l	2	22	24
Al	mg/l	0	4	4
Carb org dis	mg/l	8	-	8
Carb inorg dis	mg/l	4	-	4

Tabla 6-26. Valores de las concentraciones medias de suceso de los diferentes contaminantes asociadas a las fases disuelta y particulada de los sólidos en el suceso del 25 de marzo de 1999 en la cuenca de Fontiñas

Se observa que, en líneas generales, los metales pesados presentan más de un 60% de asociación a la fase particulada de la masa sólida movilizada en tiempo de lluvia en la cuenca de Fontiñas. Tan sólo cabe destacar el caso del Zn, que se presenta más ligado a la fase disuelta (70%) en este suceso, pero que, como más adelante se expondrá, también se comporta de forma ligada a la masa particulada de los sólidos presentes en el agua de escorrentía como promedio en los diez sucesos. Evidentemente, un análisis aislado no es suficiente como para confirmar tendencias y por tanto, resulta más fiable la predicción del análisis estadístico sobre diez sucesos que más adelante se presenta.

A continuación se presentan unas gráficas que dan idea del fenómeno de adelantamiento de la movilización de la masa de contaminación por el lavado de la cuenca (sólidos y metales pesados) para la cuenca de Fontiñas.



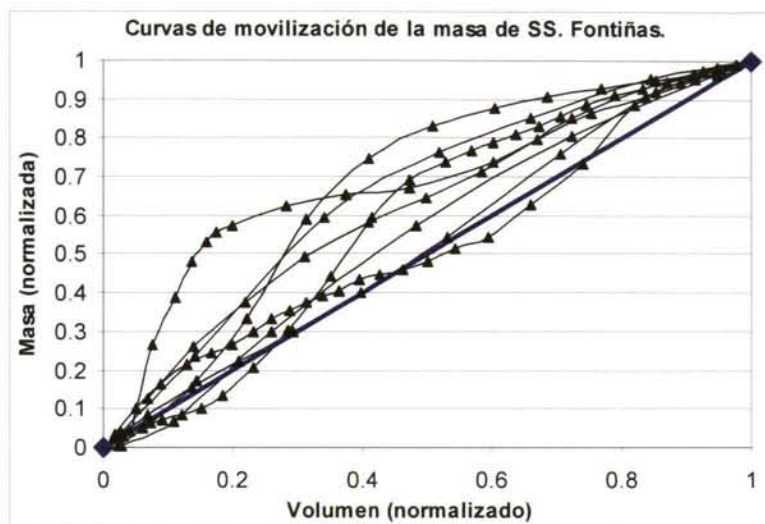


Figura 6-19. Curvas de movilización de la masa de SS en la cuenca de Fontiñas.

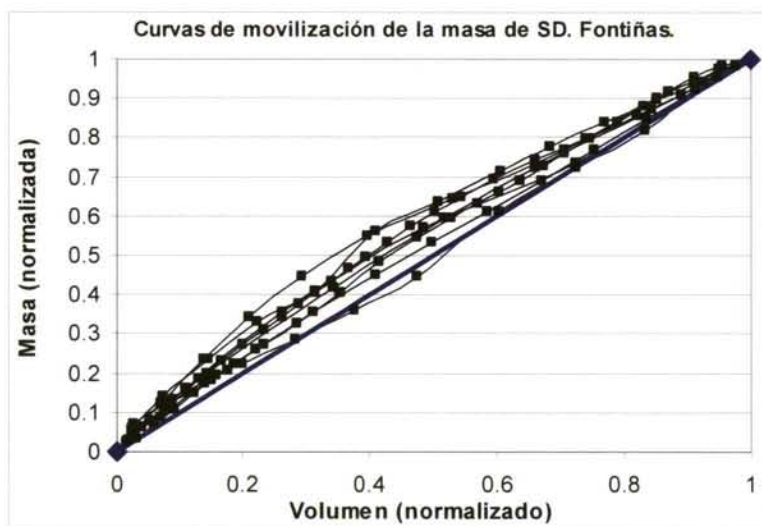


Figura 6-20. Curvas de movilización de la masa de SD en la cuenca de Fontiñas.

De las dos figuras anteriores, se observa que los SS presentan una tendencia más acentuada que los SD a adelantar su movilización en el tiempo durante los sucesos de lluvia.

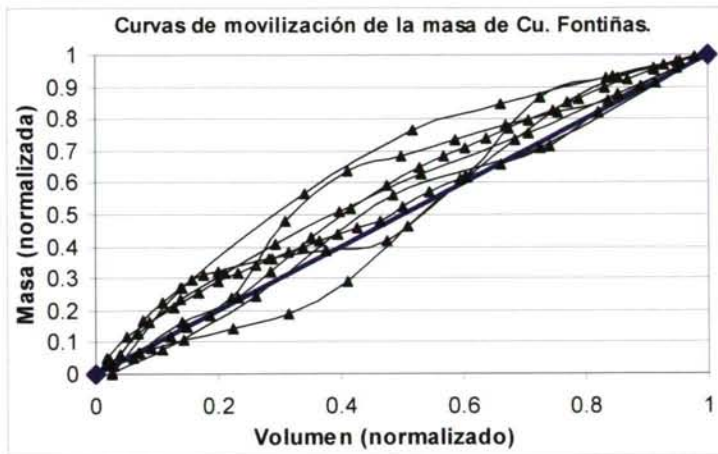


Figura 6-21. Curvas de movilización de la masa de Cu en la cuenca de Fontiñas.

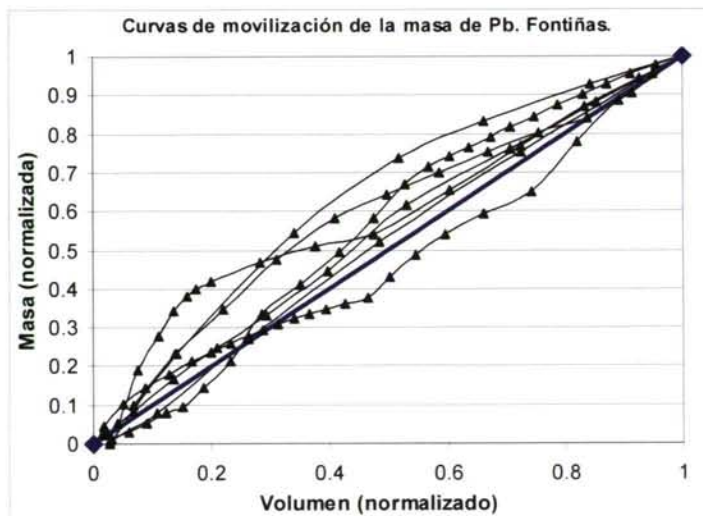


Figura 6-22. Curvas de movilización de la masa de Pb en la cuenca de Fontiñas.

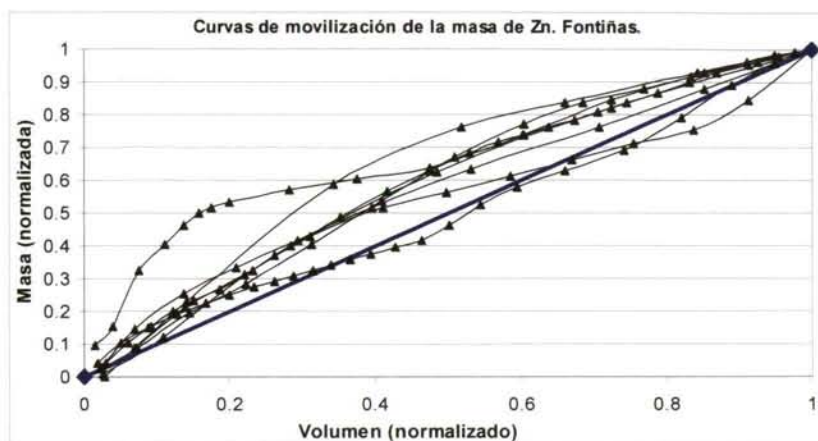


Figura 6-23. Curvas de movilización de la masa de Zn en la cuenca de Fontiñas

De la observación de las tres figuras anteriores, cabe decir que, en líneas generales, los metales pesados Cu, Pb y Zn presentan un adelantamiento en la movilización de sus masas durante los sucesos de lluvia analizados (curvas por encima de la diagonal), con lo que se podría decir que su comportamiento se asemeja más al de los SS que para el caso de los SD.

#### 6.2.3.2.1 Análisis estadístico

Al igual que para la cuenca unitaria de Santiago Este se ha procedido a realizar un análisis estadístico de los datos hidrológicos y de contaminación que permitieran establecer relaciones entre parámetros observados y tendencias de comportamiento.

Este análisis se ha realizado sobre una muestra con un tamaño poblacional de diez sucesos, que representan los diez sucesos de lluvia analizados para la cuenca de Fontiñas. Estos sucesos se hallan separados en el tiempo de forma tal que se puede considerar la hipótesis de independencia entre las medidas de las variables de estudio.

La matriz de correlación se puede observar en la siguiente tabla.



Correlaciones		P	IMAX	IMEDIO	DURACIÓN	DTSP	VW	MSS	QMAS	QMEDIO	SSM	CMSSD	SSMAX	QSS	OSS_MEDI	CMS_ZN	CMS_CU	CMS_PB	COT	COND_MIN
P	Correlación de Pearson	1.00	0.24	0.33	<b>0.83</b>	0.38	<b>0.98</b>	0.69	0.96	0.37	0.03	-0.27	0.13	0.08	0.12	0.00	-0.11	-0.02	-0.12	-0.69
	Sig. (bilateral)		0.60	0.47	0.02	0.40	0.00	0.09	0.00	0.41	0.94	0.56	0.79	0.87	0.79	1.00	0.81	0.86	0.80	0.13
IMAX	Correlación de Pearson	0.24	1.00	0.88	-0.21	0.20	0.14	0.17	0.19	0.69	0.07	-0.29	0.10	0.21	0.58	0.63	0.41	0.88	-0.18	-0.53
	Sig. (bilateral)		0.60	0.01	0.66	0.66	0.76	0.71	0.68	0.09	0.88	0.52	0.84	0.65	0.17	0.13	0.36	0.07	0.70	0.28
IMEDIO	Correlación de Pearson	0.33	<b>**0.87</b>	1.00	-0.17	0.04	0.25	0.29	0.25	0.86	0.17	-0.65	0.06	0.32	0.75	0.58	0.59	0.84	-0.26	-0.63
	Sig. (bilateral)		0.47	0.01	0.71	0.94	0.58	0.53	0.59	0.01	0.71	0.12	0.89	0.49	0.05	0.17	0.16	0.02	0.57	0.18
DURACIÓN	Correlación de Pearson	<b>0.83</b>	-0.21	-0.17	1.00	0.25	<b>0.82</b>	0.47	0.74	-0.02	-0.03	0.16	0.08	-0.07	-0.20	-0.26	-0.41	0.17	0.12	-0.37
	Sig. (bilateral)		0.02	0.66	0.71	0.48	0.00	0.17	0.02	0.97	0.94	0.66	0.82	0.86	0.59	0.47	0.24	0.63	0.73	0.33
DTSP	Correlación de Pearson	0.38	0.20	0.04	0.25	1.00	0.28	0.73	0.25	-0.08	0.64	0.29	0.89	0.63	0.45	0.63	0.20	-0.18	-0.07	-0.02
	Sig. (bilateral)		0.40	0.66	0.94	0.48	0.43	0.02	0.48	0.83	0.04	0.42	0.00	0.05	0.19	0.05	0.57	0.61	0.86	0.96
VW	Correlación de Pearson	<b>**0.97</b>	0.14	0.25	<b>0.82</b>	0.28	1.00	0.60	0.95	0.45	0.00	-0.18	0.09	0.08	0.11	-0.07	-0.16	0.00	-0.08	-0.77
	Sig. (bilateral)		0.00	0.76	0.58	0.00	0.43	0.06	0.00	0.19	0.99	0.82	0.80	0.83	0.76	0.84	0.67	0.99	0.83	0.01
MSS	Correlación de Pearson	0.69	0.17	0.29	0.47	<b>0.73</b>	0.60	1.00	0.50	0.28	0.78	0.08	0.79	0.81	0.70	0.55	0.47	-0.26	0.08	-0.40
	Sig. (bilateral)		0.09	0.71	0.53	0.02	0.02	0.06	0.15	0.43	0.01	0.83	0.01	0.00	0.02	0.10	0.17	0.46	0.82	0.28
QMAS	Correlación de Pearson	<b>**0.96</b>	0.19	0.25	<b>**0.73</b>	0.25	<b>**0.95</b>	0.50	1.00	0.47	-0.11	-0.14	-0.03	-0.06	0.02	-0.11	-0.25	-0.14	-0.03	-0.69
	Sig. (bilateral)		0.00	0.68	0.59	0.02	0.00	0.15	0.00	0.77	0.76	0.71	0.94	0.88	0.96	0.76	0.49	0.69	0.94	0.04
QMEDIO	Correlación de Pearson	0.37	<b>0.69</b>	0.86	-0.02	-0.08	0.45	0.28	0.47	1.00	0.02	-0.39	-0.10	0.12	0.52	0.32	0.28	-0.19	0.00	-0.66
	Sig. (bilateral)		0.41	0.09	0.97	0.83	0.19	0.43	0.17	0.95	0.27	0.78	0.73	0.13	0.13	0.36	0.43	0.60	0.99	0.05
SSM	Correlación de Pearson	0.03	0.07	0.17	-0.03	0.64	0.00	<b>**0.78</b>	-0.11	0.02	1.00	0.17	<b>**0.89</b>	0.95	0.82	0.77	0.74	-0.26	0.23	0.09
	Sig. (bilateral)		0.94	0.88	0.71	0.04	0.04	0.09	0.07	0.96	0.00	0.64	0.00	0.00	0.00	0.01	0.01	0.47	0.53	0.82
CMSSD	Correlación de Pearson	-0.27	-0.29	-0.65	0.16	0.29	-0.18	0.08	-0.14	-0.39	0.17	1.00	0.20	0.00	-0.21	0.05	-0.31	-0.33	0.67	0.60
	Sig. (bilateral)		0.56	0.52	0.12	0.66	0.42	0.62	0.83	0.71	0.27	0.64	0.57	0.99	0.56	0.88	0.38	0.35	0.04	0.09
SSMAX	Correlación de Pearson	0.13	0.10	0.06	0.08	<b>**0.88</b>	0.09	<b>**0.79</b>	-0.03	-0.10	<b>**0.89</b>	0.20	1.00	<b>**0.88</b>	0.68	<b>**0.73</b>	0.53	-0.16	-0.03	0.05
	Sig. (bilateral)		0.79	0.84	0.69	0.02	0.00	0.80	0.01	0.94	0.78	0.00	0.57	0.00	0.03	0.02	0.11	0.66	0.83	0.90
QSS	Correlación de Pearson	0.08	0.21	0.32	-0.07	0.63	0.08	<b>**0.80</b>	-0.06	0.12	<b>**0.95</b>	0.00	0.89	1.00	0.88	0.75	0.84	-0.21	-0.01	-0.15
	Sig. (bilateral)		0.87	0.65	0.96	0.05	0.05	0.83	0.00	0.88	0.73	0.00	0.99	0.00	0.00	0.01	0.00	0.56	0.98	0.70
QSS_MEDI	Correlación de Pearson	0.12	0.58	0.75	-0.20	0.45	0.11	0.70	0.02	0.52	<b>**0.82</b>	-0.21	0.68	<b>**0.88</b>	1.00	0.86	0.89	-0.16	0.03	-0.31
	Sig. (bilateral)		0.79	0.17	0.05	0.19	0.78	0.02	0.96	0.13	0.00	0.56	0.03	0.00	0.00	0.00	0.00	0.66	0.94	0.42
CMS_ZN	Correlación de Pearson	0.00	0.63	0.58	-0.26	0.63	-0.07	0.55	-0.11	0.32	<b>**0.76</b>	0.05	0.74	0.75	<b>**0.86</b>	1.00	0.88	-0.07	0.17	0.01
	Sig. (bilateral)		1.00	0.13	0.47	0.05	0.84	0.10	0.76	0.36	0.07	0.88	0.02	0.01	0.00	0.03	0.03	0.84	0.65	0.98
CMS_CU	Correlación de Pearson	-0.11	0.41	0.59	-0.41	0.20	-0.16	0.47	-0.25	0.28	<b>**0.74</b>	-0.31	0.53	<b>**0.83</b>	<b>**0.88</b>	<b>**0.67</b>	1.00	-0.10	-0.08	-0.19
	Sig. (bilateral)		0.81	0.36	0.16	0.24	0.57	0.67	0.49	0.43	0.07	0.38	0.11	0.00	0.00	0.03	0.00	0.78	0.84	0.62
CMS_PB	Correlación de Pearson	-0.02	<b>**0.87</b>	0.84	0.17	-0.18	0.00	-0.26	-0.14	-0.19	-0.26	-0.33	-0.16	-0.21	-0.16	-0.07	-0.10	1.00	-0.28	-0.15
	Sig. (bilateral)		0.96	0.01	0.02	0.63	0.61	0.99	0.46	0.69	0.60	0.47	0.35	0.56	0.66	0.84	0.78	0.43	0.69	0.84
COT	Correlación de Pearson	-0.12	-0.18	-0.26	0.12	-0.07	-0.08	0.08	-0.03	0.00	0.23	0.67	-0.03	-0.01	0.03	0.17	-0.08	-0.28	1.00	0.38
	Sig. (bilateral)		0.80	0.70	0.57	0.86	0.83	0.82	0.94	0.99	0.53	0.04	0.93	0.98	0.84	0.65	0.84	0.43	0.37	0.31
COND_MIN	Correlación de Pearson	<b>-0.69</b>	-0.53	-0.63	-0.37	-0.02	-0.77	-0.40	-0.68	-0.66	0.09	0.60	0.05	-0.15	-0.31	0.01	-0.19	-0.15	0.38	1.00
	Sig. (bilateral)		0.13	0.28	0.18	0.96	0.01	0.28	0.04	0.05	0.82	0.09	0.90	0.70	0.42	0.98	0.62	0.68	0.31	0.06
COND_MAX	Correlación de Pearson	<b>-0.75</b>	-0.13	-0.20	-0.52	0.16	<b>**0.86</b>	-0.10	<b>**0.86</b>	-0.49	0.51	0.42	0.43	0.37	0.25	0.47	0.37	0.10	0.26	<b>*0.74</b>
	Sig. (bilateral)		0.09	0.81	0.70	0.68	0.01	0.79	0.00	0.18	0.16	0.26	0.25	0.33	0.51	0.20	0.33	0.80	0.50	0.02

La correlación es significativa al nivel 0.05 (bilateral).

\*\* La correlación es significativa al nivel 0.01 (bilateral).

Tabla 6-27. Matriz de correlación entre parámetros analizados en la cuenca de Fontiñas.

A la vista de la matriz de correlación, caben resaltar las siguientes tendencias:

- a) La intensidad máxima del suceso de lluvia ( $I_{max}$ ) correlaciona con la concentración media de suceso del plomo ( $CMS_{Pb}$ ).
- b) La duración del tiempo seco precedente al suceso de lluvia (DTSP) correlaciona con la concentración máxima observada de los sólidos en suspensión ( $SS_{max}$ ) y con la concentración media de suceso de los SS (SSM). Al igual que ocurría en la cuenca unitaria de Santiago Este, durante el tiempo seco se produce una acumulación de masa de los SS en la superficie de la cuenca (calles y tejados), que es lavada y transportada por la escorrentía hasta la red de recogida correspondiente.
- c) La concentración media del metal pesado cobre ( $CMS_{Cu}$ ) correlaciona con la concentración media de suceso de los sólidos en suspensión (SSM), lo cual indica que el metal pesado presenta un comportamiento ligado a la fase particulada de la masa sólida movilizada en tiempo de lluvia.
- d) La concentración media del metal pesado Zn ( $CMS_{Zn}$ ) correlaciona positivamente con la concentración máxima y media de suceso de los sólidos en suspensión ( $SS_{max}$  y  $SS_m$  respectivamente) lo cual indica que este metal presenta un comportamiento ligado a la fase particulada de la masa sólida movilizada en tiempo de lluvia.

### **Análisis de tendencias**

Se pretende en este apartado cuantificar las tendencias de comportamiento observadas tras el análisis de la matriz de correlación entre parámetros (correlaciones significativas) mediante el empleo de técnicas de regresión.

#### *Análisis lineal simple*

Los modelos elaborados han sido:

- a) modelo de sólidos:  $CMS_{SS}$  y  $M_{ss}$ .
- b) modelos de metales pesados:  $CMS_{Zn}$ ,  $CMS_{Cu}$ ,  $CMS_{Pb}$ .

Se han escogido al Zn, Cu y Pb debido a que son los parámetros que representan la problemática habitual de contaminación "urbana".

A continuación se presenta una tabla resumen con las relaciones matemáticas significativas de este análisis y posteriormente se representan gráficamente.

<b>Análisis lineal simple</b>	<b>R<sup>2</sup></b>
$CMS_{SS} = 0.2004 \cdot SS_{max}$	0.5916
$M_{SS} = 0.0012 \cdot CMS_{SS}$	0.6355
$CMS_{Zn} = 0.8372 \cdot CMS_{SS}$	0.3336
$CMS_{Cu} = 0.3155 \cdot CMS_{SS}$	0.5246
$CMS_{Pb} = 10.95 \cdot I_{max}$	0.8167

Tabla 6-28. Relaciones significativas resultantes del análisis de regresión lineal entre parámetros observados en la cuenca de Fontiñas.

A continuación se presentan las gráficas de las anteriores relaciones pero cabe resaltar que el metal pesado cinc (Zn) se presenta asociado a los sólidos en suspensión (SS) presentes en el agua de escorrentía.

$$CMS_{SS} = 0.2004 \cdot SS_{max}$$

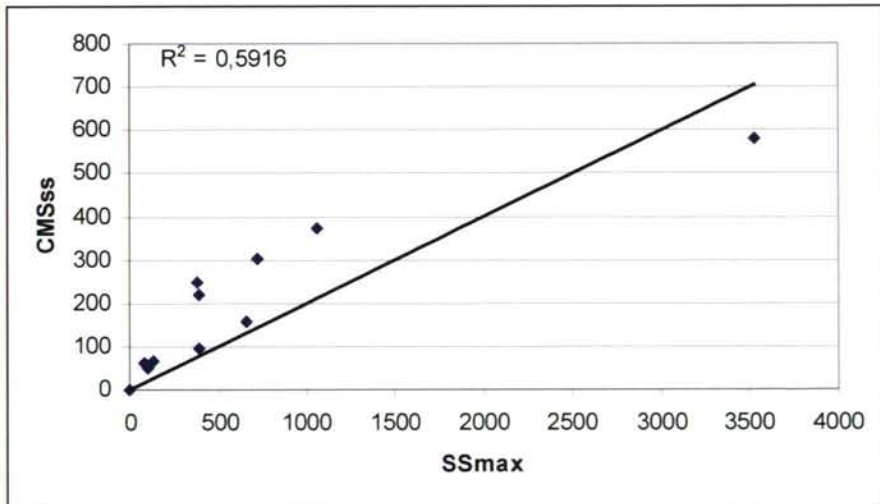


Figura 6-24. Gráfica de correlación lineal entre CMSss y SSmax para la cuenca de Fontiñas.



$$M_{SS} = 0.0012 \cdot CMS_{SS}$$

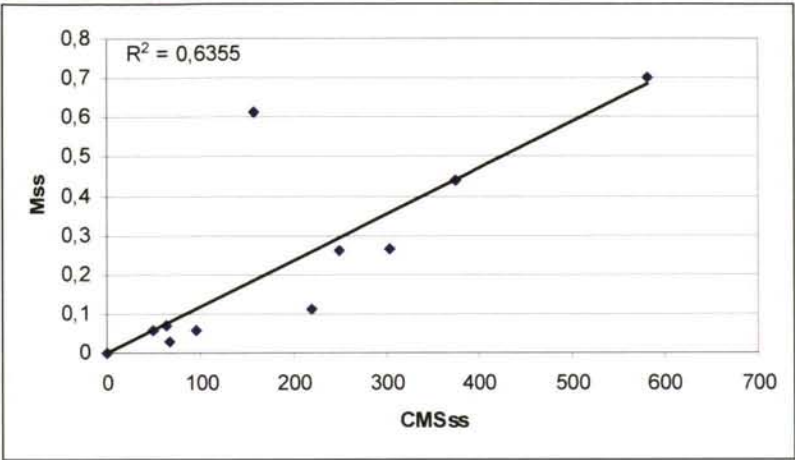


Figura 6-25. Gráfica de correlación lineal entre CMSss y Mss para la cuenca de Fontiñas.

$$CMS_{Zn} = 0.8372 \cdot CMS_{SS}$$

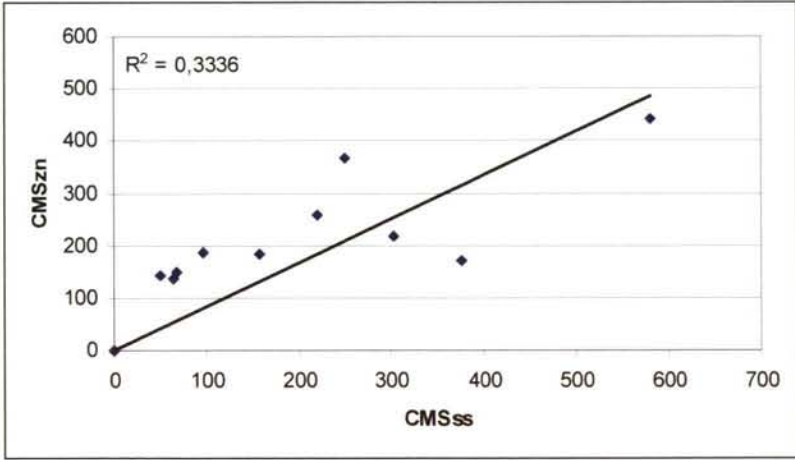


Figura 6-26. Gráfica de correlación lineal entre CMSss y CMSzn para la cuenca de Fontiñas.

$$CMS_{Cu} = 0.3155 \cdot CMS_{SS}$$

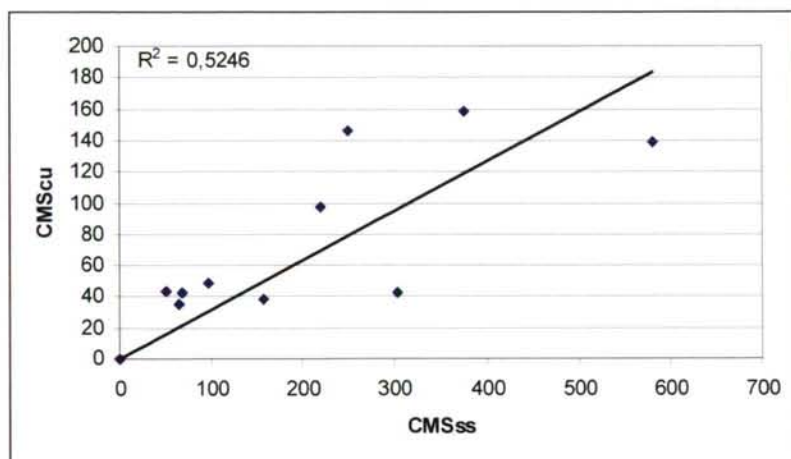


Figura 6-27. Gráfica de correlación lineal entre CMSss y CMScu para la cuenca de Fontiñas

$$CMS_{pb} = 10.95 \cdot I_{max}$$

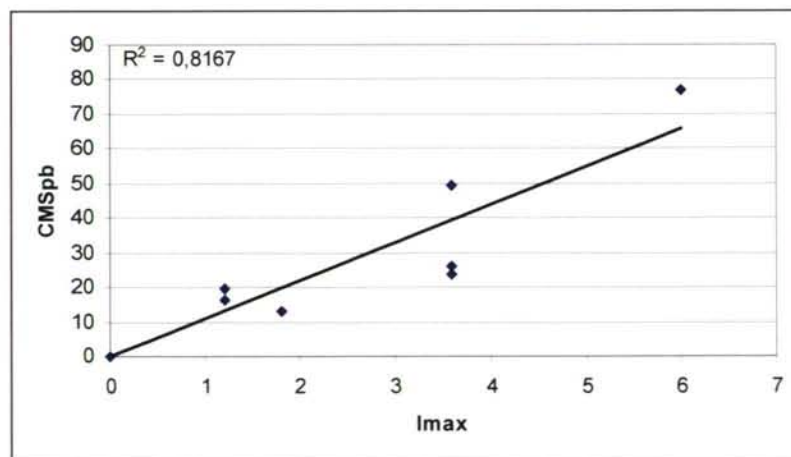


Figura 6-28. Gráfica de correlación lineal entre CMSpb e I<sub>max</sub> para la cuenca de Fontiñas

### Análisis lineal múltiple

La metodología seguida es la misma que se ha expuesto para la cuenca de Santiago Este.

Los modelos elaborados han sido:

a) modelos de sólidos:  $CMS_{ss}$ ,  $Mss$

b) modelos de metales pesados:  $CMS_{Zn}$ ,  $CMS_{Cu}$ ,  $CMS_{Pb}$

A continuación se presentan las ecuaciones matemáticas del total de los ocho modelos resultantes de este análisis:

<b>Análisis lineal múltiple</b>	<b>R<sup>2</sup></b>
$CMS_{ss} = -85.104 + 2.158 \cdot Q_{ssmax} + 1.254 \cdot CMS_{SD}$	0.993
$Mss = 0.269 + 1.606E-2 \cdot DTSP$	0.682
$CMS_{Zn} = 87.093 + 4.404 \cdot Q_{ss\ medio}$	0.745
$CMS_{Cu} = 9.436 + 2.231 \cdot Q_{ss\ medio}$	0.796
$CMS_{Pb} = -33.468 + 15.354 \cdot I_{max} + 0.197 \cdot Conductividad_{min}$	0.969

Tabla 6-29. Ecuaciones significativas del análisis lineal múltiple de los parámetros empleados en la cuenca de Fontiñas

De las anteriores relaciones, cabe decir que:

- El flujo másico de los sólidos en suspensión movilizados en tiempo de lluvia debido al proceso de lavado de la superficie de la cuenca (calles, tejados, etc.), está en relación directa con la duración del tiempo seco precedente al suceso de lluvia en cuestión.

- Los metales pesados cinc y cobre presentan un comportamiento ligado a la fase particulada de los sólidos movilizados en tiempo de lluvia y, en cambio, la movilización del metal plomo va más ligado al concepto de energía umbral de intensidad de lluvia.

Estas conclusiones están sujetas a todas las salvedades expuestas al comentar la cuenca de Santiago Este.



## 6.3 MODELIZACIÓN

Este segundo bloque del capítulo se subdivide, a su vez, en dos sub-bloques: (a) modelos hidrológico-hidráulico y de contaminación; y (b) simulación de las diferentes configuraciones de los sistemas de control y tratamiento de reboses y TGEU's definidos en el capítulo 5.

### 6.3.1 Cuenca piloto "Santiago Este"

#### 6.3.1.1 Modelo hidrológico-hidráulico

En la elaboración del modelo hidrológico-hidráulico se ha empleado el modelo SWMM y el proceso de calibración se llevó a cabo con el programa PEST ("Parameter Estimation").

La información introducida a este modelo, que se utiliza como una caja negra, responde a grandes rasgos a las características morfológicas de la cuenca (dimensiones de manzanas y dimensiones y densidad de tubos similar a los de la cuenca estudiada), pero sin respetar en absoluto su topología real. Se está dotando de un cierto número de grados de libertad al sistema de manera que éste posea la suficiente capacidad predictiva una vez completada su fase de calibración.

##### 6.3.1.1.1 El modelo "Storm Water Management Model"

En la elaboración del modelo hidrológico-hidráulico de la cuenca de Santiago Este se han empleado los módulos de escorrentía ("RUNOFF") y de transporte avanzado "EXTRAN" del "Storm Water Management Model" (SWMM).

##### 6.3.1.1.2 Análisis de sensibilidad del modelo

A continuación se procedió a realizar un análisis de sensibilidad del modelo elaborado con el fin de averiguar qué parámetros resultan más influyentes en la generación de hidrogramas simulados. Estos parámetros, aún teniendo un sentido físico en el programa utilizado (SWMM), no representan la realidad física de la cuenca estudiada, tal y como se ha comentado reiteradamente en apartados anteriores. A continuación se explican de forma resumida estos parámetros:

##### a) En canales y conductos:

*ncnd*: coeficiente de Manning para canales y conductos, considerado aquí como un mero parámetro de retardo.

b) En las subcuencas "tejado":

*ptej*: pendiente equivalente de las superficies "tejado" (m/m).  
Parámetro de retardo.

*ntej*: coeficiente de Manning para las superficies "tejado". Parámetro de retardo.

*retej*: retención superficial de las superficie "tejado" (mm).  
Parámetro de eliminación de volumen neto.

c) En las subcuencas "calle":

*nccl*: coeficiente de Manning para las superficies "calle". Parámetro de retardo.

*retecl*: retención superficial de las superficie "calle" (mm). Parámetro de eliminación de volumen neto.

Téngase en cuenta que, en el análisis de sensibilidad del modelo, no se han considerado como parámetros las características morfológicas de la cuenca:

Canales y conductos: diámetro, longitud y pendiente de los canales y conductos.

Pozos de registro: diámetro, cota de tapa ó calle, cota de fondo, cotas de acometida y salida de conductos.

Subcuencas "tejado": coeficiente de forma, área, porcentaje de impermeabilidad, tasa de infiltración empleando la ecuación de Horton.

Subcuencas "calle": coeficiente de forma, área, porcentaje de impermeabilidad, tasa de infiltración empleando la ecuación de Horton.

La información introducida al modelo en este sentido, responde a grandes rasgos a las características morfológicas de la cuenca (dimensiones de manzanas y tubos similares a los de la cuenca estudiada), pero sin respetar en absoluto su topología real.

Una vez escogidos los parámetros "calibrables", aunque éstos sean ciegos a la realidad física de la cuenca, se procedió al análisis de sensibilidad y para ello se escogieron cinco sucesos notables de lluvia registrados durante el año 1.996. Estos mismos sucesos han sido los empleados para el proceso de calibración y se pueden observar en la figura 6-29.

Se analizó en qué medida los parámetros influyen en diferentes aspectos de los hidrogramas simulados, tales como: volumen total de agua, forma general del hidrograma (ramal de ascenso y cola del hidrograma), caudal punta, tiempo en alcanzar el caudal punta, etc.

A continuación se resumen las principales conclusiones derivadas de este proceso, pero la más importante es que el parámetro *ptej* (pendiente de las superficies "tejado") es el más influyente en los hidrogramas simulados, destacándose con diferencia del resto hasta el punto de que con prácticamente este parámetro se podría calibrar el modelo hidrológico-hidráulico de la cuenca.

Los valores de *ptej* que mejor ajustan los hidrogramas simulados a los registrados (calibración manual) son realmente bajos (del orden de  $10^{-4}$ ) y sin duda no se corresponden con la pendiente real de los tejados de las edificaciones de la cuenca. Esto es debido a que los tejados se modelizan como subcuencas (planos inclinados) en el bloque "Runoff" ó de escorrentía, en las que la escorrentía generada fluye por su superficie hasta drenar al canal de la calle correspondiente de un modo uniformemente repartido. Finalmente dicho canal desagua a un nodo de entrada a la red principal, la cual se simula con el bloque "Extran". Lo que se acaba de comentar no es otra cosa que la conceptualización de esta fase de la modelización, pero la realidad es que la escorrentía generada en la superficie de los tejados drena a un canalón de recogida, el cual, a su vez, conduce las aguas a una bajante por la que cae por gravedad hasta la calle respectiva para finalmente introducirse en el sistema de alcantarillado. Es obvio que en el proceso real el agua recorre una mayor distancia que en la modelización y, por tanto, el tiempo real del fenómeno será mayor que el simulado. La única forma de poder compensar esta diferencia de tiempos es que la pendiente de los tejados en la simulación sea menor a la real, y de ahí los valores resultantes del proceso de calibración.

El parámetro *rete* (*retetej* y *retecll*, retención superficial en tejados y calles) influye en el volumen de agua simulado y por tanto en el objetivo de minimización del error volumétrico con respecto al registrado. A mayor retención superficial, menor volumen simulado.

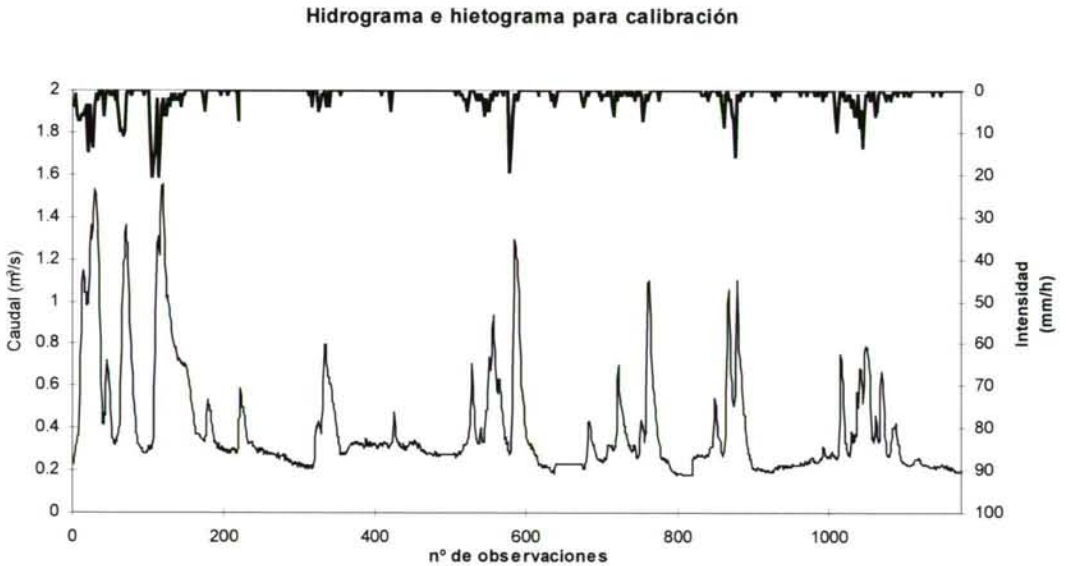
Los parámetros *ntej*, *ncll*, y *ncnd* (rugosidades de Manning para tejados, calles, canales y conductos) influyen ligeramente en el valor de los caudales punta, aunque con mucha menor intensidad que *ptej*. A mayor



valor de la rugosidad superficial más suaves son las puntas de los hidrogramas simulados.

### 6.3.1.1.3 Calibración del modelo

En la siguiente figura se presenta el conjunto de hidrogramas, junto con los hietogramas correspondientes que los han generado, empleados en el proceso de calibración del modelo hidrológico-hidráulico de la cuenca de Santiago Este.



*Figura 6-29. Hidrograma e hietograma empleados en el proceso de calibración del modelo hidrológico-hidráulico de la cuenca de Santiago Este.*

Este hidrograma, tal y como se comentó anteriormente, es el resultado de unir los cinco sucesos de lluvia ocurridos entre el 16 de septiembre y el 14 de octubre de 1996. El objetivo es el de obtener un juego de parámetros lo más "representativos" posible (y no sólo para cada suceso individual) con la información de campo disponible hasta la fecha en la que se llevó a cabo esta fase de trabajo. El motivo por el cual no se hizo una simulación continua fue por la falta de información en periodos intermedios, fundamentalmente de intensidad de lluvia, de ahí que se escogieran los sucesos más destacables y representativos con toda la información (caudales e intensidades de lluvia) disponible.

El tiempo total de simulación fue de 100 horas, y se estableció un mínimo de 3 horas entre sucesos sin precipitación de modo que se le permita al sistema de drenaje establecer el caudal de base antes del comienzo de la

siguiente lluvia. Este artificio resulta una buena aproximación a lo que ocurrió en la realidad pues los sucesos escogidos se pueden considerar totalmente independientes debido a su lejanía en el tiempo (varios días).

Además de lo comentado en cuanto a los parámetros "calibrables" y al análisis de sensibilidad efectuado, se consideró un tercer criterio para la selección del juego definitivo de parámetros a calibrar, que es el de que el grado de correlación entre ellos ha de ser suficientemente bajo como para asegurar un adecuado nivel de confianza en los resultados del proceso.

Según esto, al conjunto de los seis parámetros calibrables (*ncnd*, *ptej*, *ntej*, *retej*, *ncll*, *retecll*) se le aplicó el software de autocalibración PEST empleando el hidrograma representado en la figura anterior, y se analizaron las matrices de covarianza y de los coeficientes de correlación cruzada. Tras este análisis, se observaron fuertes correlaciones entre los siguientes juegos de parámetros:

*ptej-retej*

*ptej-ntej*

*ncll-retecll*

En base a esto, se optó por no considerar los parámetros correlacionados en el mismo proceso de calibración y, así, se establecieron dos juegos de parámetros a calibrar en diferentes ejecuciones de PEST. En las siguientes tablas se pueden observar ambas configuraciones.

#### Juego 1

Parámetro	Semilla	Límite inferior	Límite superior
<i>ncnd</i>	0.018	1.00 E-02	3.00 E-02
<i>ncll</i>	0.020	1.00 E-02	4.00E-02
<i>ptej</i>	0.00016	1.00 E-06	1.00 E-02

Tabla 6-30. Juego nº 1 de parámetros a calibrar en el modelo hidrológico-hidráulico de Santiago Este

#### Juego 2

Parámetro	Semilla	Límite inferior	Límite superior
<i>ncnd</i>	0.017	1.00 E-02	3.00 E-02
<i>ntej</i>	0.014	1.00 E-02	3.00 E-02
<i>retecll</i>	1.00	0.20	2.50
<i>retej</i>	1.00	0.25	2.50

Tabla 6-31. Juego nº 2 de parámetros a calibrar en el modelo hidrológico-hidráulico de Santiago Este



Los resultados de la calibración se muestran en las siguientes tablas.

### Juego 1

Parámetro	Valor estimado	Intervalo de confianza del 95%	
		Límite inferior	Límite superior
<i>ncnd</i>	0.024	2.28 E-02	2.56 E-02
<i>ncll</i>	0.026	1.63 E-02	3.67 E-02
<i>ptej</i>	0.00027	2.23 E-04	3.18 E-04

Tabla 6-32. Resultados del proceso de calibración del modelo hidrológico-hidráulico de Santiago Este empleando el juego nº 1 de parámetros

### Juego 2

Parámetro	Valor estimado	Intervalo de confianza del 95%	
		Límite inferior	Límite superior
<i>ncnd</i>	0.023	2.13 E-02	2.54 E-02
<i>ntej</i>	0.018	1.61 E-02	2.09 E-02
<i>retecll</i>	0.630	0.24	1.51
<i>retetej</i>	0.950	0.58	1.31

Tabla 6-33. Resultados del proceso de calibración del modelo hidrológico-hidráulico de Santiago Este empleando el juego nº 2 de parámetros

Como se podrá observar, los intervalos de confianza son estrechos, lo cual implica, por un lado, un bajo grado de incertidumbre en la estimación de los parámetros y, por otro, que los parámetros empleados en ambas configuraciones guardan un bajo grado de correlación entre ellos. Adicionalmente, ningún parámetro se ciñe a un límite, lo que indica que los óptimos se han obtenido de modo satisfactorio.

Finalmente, se escogió el juego de parámetros nº 1 (*ncnd*, *ncll*, *ptej*), fundamentalmente a partir de la principal conclusión derivada del análisis de sensibilidad efectuado, en la que se decía que el parámetro *ptej* es el más decisivo para los propósitos que se persiguen en el proceso de calibración del modelo hidrológico-hidráulico de la cuenca estudiada, y del principio de parquedad estadística.

Con el fin de no hacer perder el hilo de esta exposición al lector, se presenta al final del bloque de modelización una reflexión a cerca del sentido físico de los parámetros en los modelos de cálculo de drenaje urbano, empleando como ejemplos los resultados de las cuencas de Santiago Este y de Fontiñas, además de establecer una comparación con otros modelos de diferente naturaleza conceptual.

En la siguiente figura se presentan los hidrogramas registrado y simulado empleando el juego de parámetros escogido.

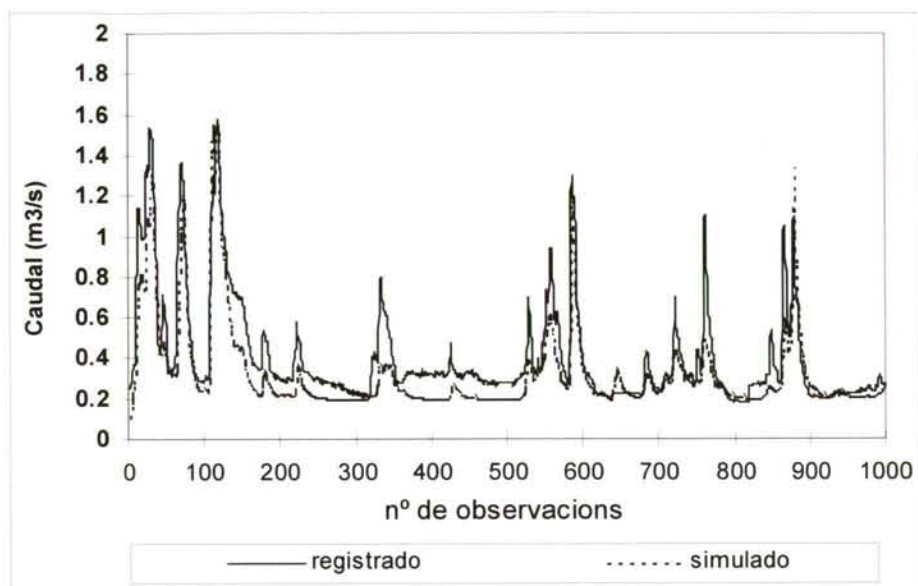


Figura 6-30. Hidrogramas registrado y simulado resultante del proceso de calibración del modelo hidrológico-hidráulico de la cuenca de Santiago Este

El volumen de los hidrogramas y el error producido son:

Hidrograma registrado =  $121.747 \text{ m}^3$

Hidrograma simulado =  $97.105 \text{ m}^3$

Error = 20%

Aunque este error es relativamente importante (una media de 80 L/s), se debe fundamentalmente a la falta de similitud entre los caudales base de ambos hidrogramas, tal y como se puede observar en la figura anterior. La explicación de este hecho radica en haber introducido un caudal base en el módulo de transporte avanzado (EXTRAN) del SWMM como un caudal constante ya que es imposible de hacerlo de otro modo. Debido a esto, no estamos reproduciendo las variaciones estacionales o las recesiones que ocurren en la realidad. La importancia de este hecho es menor pues lo que se persigue al final es caracterizar los fenómenos extremos en tiempo de lluvia (puntas de los hidrogramas y polutogramas asociados) en los que los valores de los parámetros hidrológicos y de contaminación aumentan en un orden de magnitud. Hay que apuntar que modelos mucho menos sofisticados pueden obtener mejores ajustes, al estar sujetos a una menor rigidez.

Los cinco sucesos agrupados en el hidrograma conjunto de calibración han sido simulados con sus propios parámetros calibrados y se han obtenido errores cuadráticos medios entre registrado y simulado que van desde un 3% a

un 7%, los cuales son muy razonables. Como es de imaginar, los juegos de parámetros calibrados para cada suceso individual son diferentes, esencialmente en lo que al parámetro *ptej* se refiere (media de los parámetros calibrados individualmente =  $1.72 \times 10^{-3}$  frente a  $2.7 \times 10^{-4}$  de la calibración conjunta), apenas observándose diferencia para los otros dos parámetros (*ncnd* y *ncfl*).

### 6.3.1.2 Modelo de contaminación

#### 6.3.1.2.1 Introducción

Una de las principales conclusiones del análisis de la información de las campañas de campo (sucesos muestreados) es que la mayor parte de la contaminación urbana movilizada en tiempo de lluvia está asociada a la fase particulada de los sólidos presentes, de ahí que se desarrolle un modelo de contaminación de sólidos en suspensión (SS). Esta misma conclusión aparece reiteradamente en la bibliografía científica al respecto.

Se emplearán para ello los módulos RUNOFF y TRANSPORT del SWMM ya que ambos permiten la modelización de contaminantes. La descripción de los fenómenos simulados en el módulo de transporte (transporte de polutogramas y resuspensión de sólidos en red) se explican en el anejo VII "Descripción del modelo SWMM", mientras que la formulación de los fenómenos correspondientes al módulo de escorrentía (procesos de acumulación y lavado) se han descrito en el capítulo 5. La naturaleza de estos fenómenos ya se ha explicado en el capítulo 3, "Estado actual del conocimiento".

Esta fase de modelización de los SS, con la obtención de un modelo calibrado y validado, servirá de base a la posterior simulación de los diferentes sistemas de control y tratamiento (SCT) analizados, a efectos de garantizar un adecuado grado de confianza en las predicciones de los mismos.

#### 6.3.1.2.2 Contaminación de base de SS.

La contaminación de SS correspondiente al caudal de base o de tiempo seco se ha introducido en el modelo como una concentración constante igual a 150 mg/l, obtenida como promedio de las curvas de tiempo seco que se adjuntan en el anejo VI.

#### 6.3.1.2.3 Análisis de sensibilidad

Para el análisis de sensibilidad del modelo de contaminación desarrollado se han seguido las recomendaciones del manual de SWMM, entre las que cabe resaltar:



- Los parámetros a calibrar son para el proceso de acumulación: DDLIM, DDPOW; y para el proceso de lavado:  $R_c$ , ("rcoef" en el manual SWMM) y  $n$  ("washpo"), puesto que son los más influyentes en la forma de los polutogramas simulados. Estos parámetros están explicados en el capítulo "Desarrollo de la metodología".
- Puesto que  $R_c$  y  $n$  son dependientes, se aconseja fijar el valor de  $R_c$  (de más difícil estimación) y calibrar  $n$ , que es el que más influye en la forma del polutograma resultante.
- Los intervalos de variación comunes para las aguas de escorrentía urbana son:  $R_c$  (1-10);  $n$  (1-3).
- Disminuyendo el valor de  $n$  se tiende a aumentar las concentraciones de los contaminantes en cuestión.
- Aumentando el valor de  $R_c$  se acentúan los efectos de  $n$  sobre los polutogramas, especialmente en la primera fase de los sucesos de lluvia. Así, por ejemplo, si se aumenta  $R_c$  y se disminuye  $n$ , el efecto es de apuntamiento del polutograma en la zona inicial del hidrograma correspondiente. Es decir, de algún modo, se modeliza el efecto de adelantamiento en la movilización de la contaminación que parece ocurrir en la cuenca de "Santiago Este". Este hecho se refleja claramente en los valores resultantes del proceso de calibración, que a continuación se resumen.

#### 6.3.1.2.4 Calibración del modelo.

En el caso de la cuenca de "Santiago Este" se procedió a una calibración del modelo de SS suceso a suceso, a diferencia que para "Fontiñas", que se presenta posteriormente, y en la que el proceso de calibración se efectuó con un registro continuo de lluvias durante el período de tiempo que comprendía a todos los sucesos muestreados válidos para el proceso de calibración. El motivo de tal diferenciación fue la falta de información disponible de intensidades de lluvia entre sucesos para "Santiago Este". De cualquier modo, para ésta última se introdujo al modelo la duración del tiempo seco precedente al comienzo del suceso de lluvia en cuestión y, así, se aproximó en buena medida a las condiciones de contorno en lo que se refiere a contaminación acumulada en la superficie de la cuenca al inicio del suceso de lluvia correspondiente.

Como consecuencia del proceso de calibración se obtuvieron para "Santiago Este" juegos de parámetros calibrados particularizados para cada suceso analizado individualmente. Los resultados de dicho proceso se presentan en la siguiente tabla.

Suceso	DDLIM (lb/acre.día)	DDPOW (días <sup>-1</sup> )	R <sub>c</sub> (rcoef)	n (washpo)
091298	100	1.00	10.0	1.40
100698	35	1.50	10.0	0.50
110998	25	0.50	10.0	1.75
171098	40	0.75	10.0	0.75
181298	40	0.50	10.0	1.00
240698	35	1.00	10.0	0.40
250398	115	1.00	7.5	1.50
Promedio	56	1.00	9.6	1.00

Tabla 6-34. Resultados del proceso de calibración del modelo SS en Santiago Este

#### 6.3.1.2.5 Valoración de los resultados y comparación con otros estudios.

De los valores obtenidos para los parámetros calibrados cabe hacer las siguientes reflexiones:

1.- Un valor de DDPOW en el entorno de 1 implica que se tarda 2.3 días en alcanzar el 90% de DDLIM. Hay que recordar que este valor se obtiene de despejar  $t$  en  $90=100(1-e^{-1t})$ .

2.- De la siguiente gráfica se puede apreciar que, transcurridos de 2 a 3 días desde la última limpieza (lluvia ó barrido de calles), el uso residencial-comercial presenta una carga de sólidos acumulados en superficie del orden del 70% al 90% del total. Los resultados obtenidos para la cuenca de "Santiago Este" se mueven en este mismo orden de magnitud.

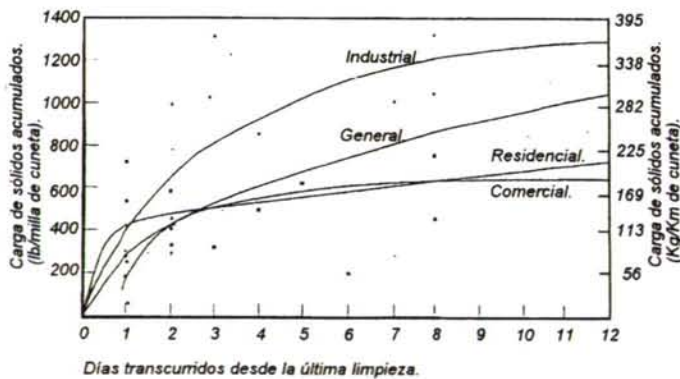


Figura 6-31. Acumulación de suciedad para diferentes tipos de cuencas (Sartor y Boyd, 1972, modificadas por Temprano, 1996)

3.- De los ficheros de resultados del SWMM, tras las ejecuciones con los parámetros calibrados, uno de los datos de interés es el porcentaje de materia acumulada en superficie que ha sido lavada. Este dato oscila entre un 80 y un 95% en las simulaciones realizadas para la cuenca de Santiago Este. En el artículo "Evaluation of methods for estimating stormwater pollutant loads" (Randall, Charbeneau y Barret, 1998), los autores obtienen para este dato un valor aproximado del 85%.

4.- En la tabla obtenida del manual del SWMM (Huber y Dickinson, 1984), que a continuación se presenta, se resumen los valores medidos de acumulación de polvo y suciedad en la ciudad de Chicago por el APWA en 1969.

<b>Tipo</b>	<b>Uso de suelo</b>	<b>Libras de polvo y suciedad/día seco y 100 pies de cuneta</b>
1	Residencial unifamiliar	0.7
2	Residencial multifamiliar	2.3
3	Comercial	3.3
4	Industrial	4.6
5	No urbanizado ó zona verde	1.5

Tabla 6-35. Valores medios de acumulación de polvo y suciedad en la ciudad de Chicago (APWA, 1969)

Estos valores transformados a unidades del sistema internacional se presentan en la siguiente tabla:

<b>Uso de suelo (tipo)</b>	<b>Libras de polvo y suciedad/día seco y 100 pies de cuneta</b>	<b>g/día.m<sup>2</sup></b>	<b>Kg/día.Ha</b>
1	0.7	0.034	34
2	2.3	0.112	112
3	3.3	0.161	161
4	4.6	0.224	224
5	1.5	0.073	73

Tabla 6-36. Valores medios de acumulación de polvo y suciedad en la ciudad de Chicago (APWA, 1969, modificado por Cagiao, 2000)

Así por ejemplo, para la ciudad de Chicago en USA, el valor del uso comercial (paralelismo con la cuenca de Santiago Este) es equivalente a:

$$3.3 \text{ lb/día.100 ft cuneta} = 3.3 \times 2.5 \times 13.33 \text{ (Kg DD/día.ha)} = 110 \text{ Kg DD/día.ha (Chicago)}$$

Este proceso de transformación de unidades se ha basado en lo siguiente:

$$100 \text{ ft de cuneta} = 30 \text{ m; } 1 \text{ lb} = 0.405 \text{ Kg; } 1 \text{ Ha} = 400 \text{ m de cuneta.}$$

Los 400 metros de cuneta se han obtenido de la hipótesis de considerar un cuadrado urbano de 100 m x 100 m (1Ha) dividido en cuatro cuadrantes iguales por dos viales perpendiculares entre sí y de 100 m de



longitud cada uno. Si consideramos que estos dos viales poseen una cuneta longitudinal por cada uno de sus lados, la suma total de longitud de cuneta en esta Ha es de  $4 \times 100 \text{ m} = 400 \text{ m}$  de cuneta.

Para la cuenca de Santiago Este, el valor del parámetro calibrado de DDLIM es  $56 \text{ lb/acre.día}$ , ó lo que es lo mismo,  $63 \text{ Kg SS/ha.día}$  (recordar que se ha modelizado  $\text{SS} = 100\%$  del polvo y suciedad ó DD).

En definitiva, el resultado para Santiago Este de la tasa de acumulación de suciedad es del mismo orden de magnitud que para la ciudad norteamericana de Chicago pero unas 2.5 veces menor.

A continuación se presentan las gráficas que recogen los resultados del proceso de calibración del modelo de SS para la cuenca de "Santiago Este".

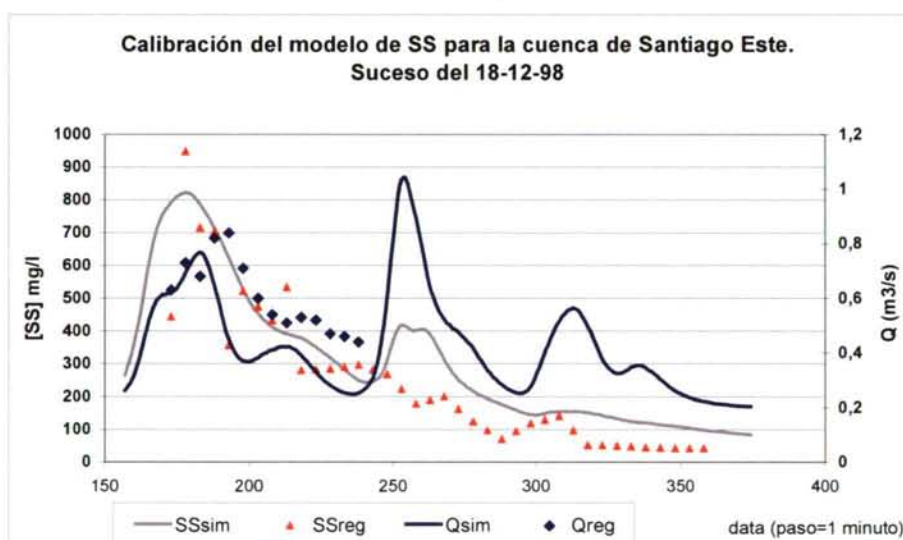


Figura 6-32. Calibración de los SS en la cuenca de Santiago Este, suceso del 18-12-98

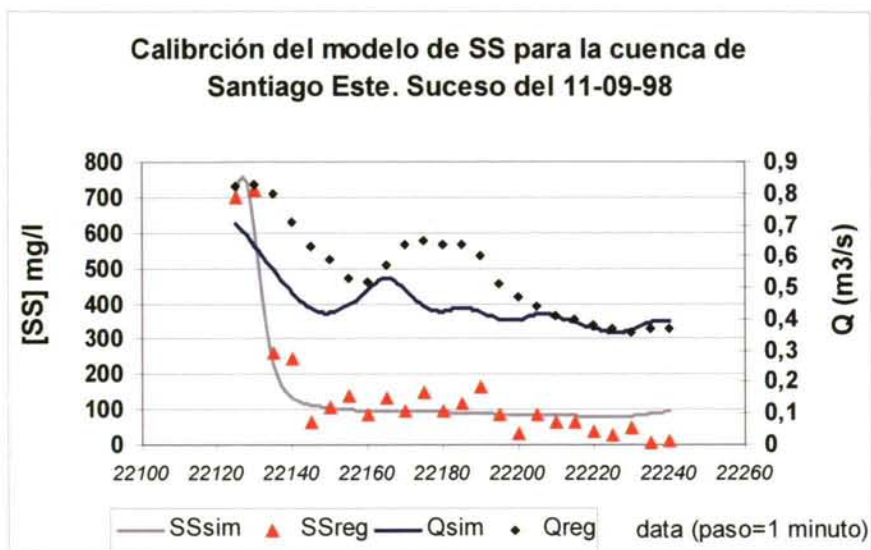


Figura 6-33. Calibración de los SS en la cuenca de Santiago Este, suceso del 11-09-98



Figura 6-34. Calibración de los SS en la cuenca de Santiago Este, suceso del 09-12-98

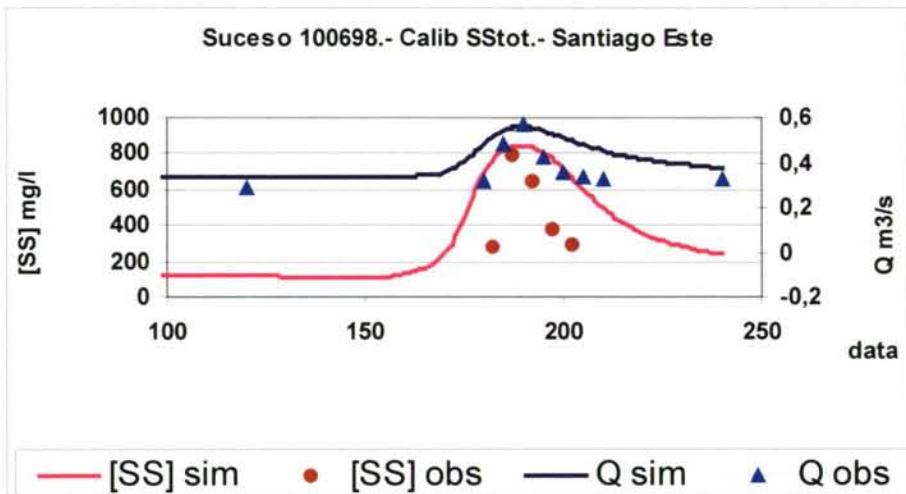


Figura 6-35. Calibración de los SS en la cuenca de Santiago Este, suceso del 10-06-98.

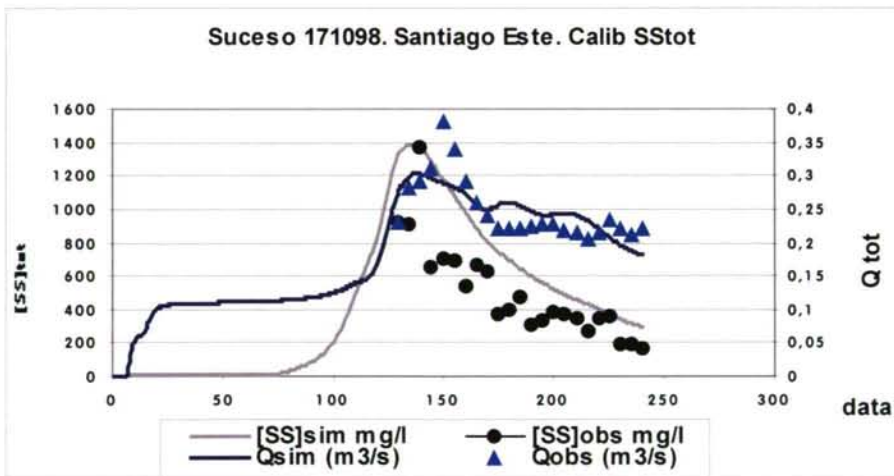


Figura 6-36. Calibración de los SS en la cuenca de Santiago Este, suceso del 17-10-98.



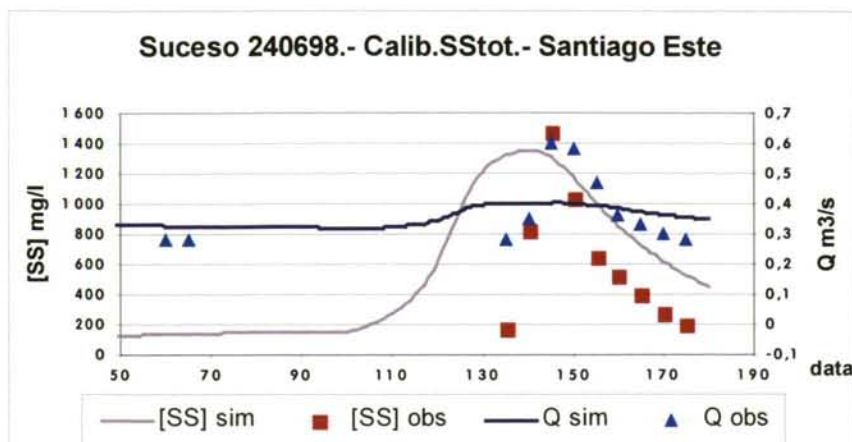


Figura 6-37. Calibración de los SS en la cuenca de Santiago Este, suceso del 24-06-98.

### 6.3.1.3 Simulación de Sistemas de Control y Tratamiento de Reboses

#### 6.3.1.3.1 Introducción

Calibrados los modelos hidrológico-hidráulico y de contaminación, se está en disposición de abordar el estudio de diferentes configuraciones de SCTR's y de analizar los rendimientos de cada uno de ellos en función de la masa de contaminación vertida al medio receptor durante los años simulados (1995-1998), tal y como se explicó en el capítulo 5 "Desarrollo de la metodología".

#### 6.3.1.3.2 Simulación de los Sistemas de Control y Tratamiento de Reboses

Las configuraciones de SCTR planteadas para la cuenca de Santiago Este son las siguientes, tal y como se explicó en el capítulo 5:

##### En línea:

- Configuración con elemento decantador previo a vertido a medio receptor:  
SCTR 1
- Configuración sin elemento decantador previo a vertido a medio receptor:  
SCTR 7

##### Fuera de línea:

- Configuración con elemento decantador previo a vertido a medio receptor:  
SCTR 5

- Configuración sin elemento decantador previo a vertido a medio receptor:  
SCTR 6

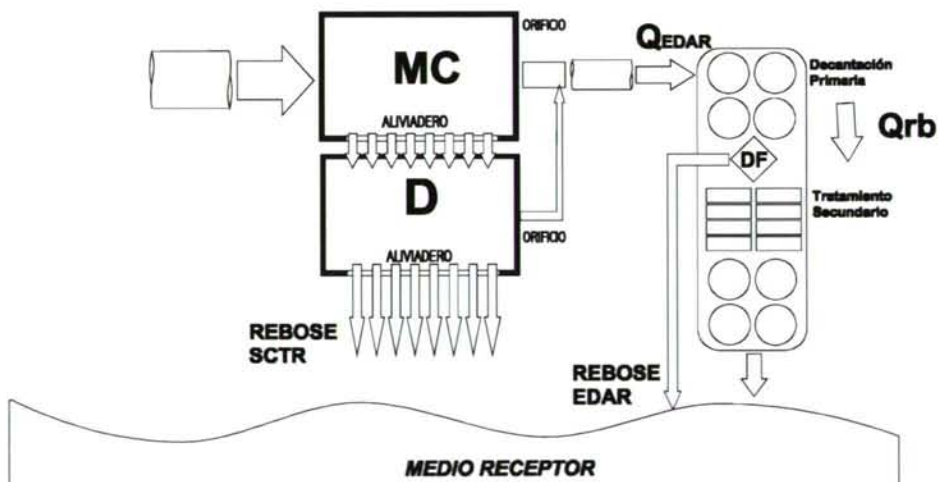
La metodología seguida para cada una de las configuraciones es similar, consistente en definir un cuadro de casos a simular resultado de asignar diferentes valores a una serie de variables que definen al SCTR. Este procedimiento se repite para cada uno de los años de la serie histórica empleada (1995-1998).

A continuación se pasa a estudiar cada uno de los SCTR's planteados para Santiago Este con el fin de compararlos y así poder reflexionar sobre su aplicación a la cuenca estudiada. En apartados posteriores de este mismo capítulo se estudia la cuenca separativa de Fontiñas con la misma metodología descrita y, finalmente, se concluye con una serie de recomendaciones en cuanto a la idoneidad de aplicación de las diferentes tipologías de sistemas de control y tratamiento en función del tipo de cuenca, unitaria o separativa.

SCTR 1

Se recuerda a continuación la configuración del SCTR1 para la cuenca de Santiago Este:

## SCTR 1



**Figura 6-38.** Configuración del SCTR 1 para la cuenca de Santiago Este

Las variables que configurarán el cuadro de casos de simulación se pueden observar en la siguiente tabla junto con los valores adoptados:

Variable	Formulación	Dimensionamiento
<i>Qedar</i>	$m \times Q_{medio}$	$m = 1 \dots 10$
<i>Qrb</i>	$n \times Q_{medio}$	$n = 2, 3$
Volumen SCTR	$m^3/Ha \text{ neta}$	4,10,30,50,100,150,200,250

Tabla 6-37. Valores de las variables del SCTR 1 para la cuenca de Santiago Este

La variable *Qedar* representa el caudal que se envía al tratamiento primario de la estación depuradora de aguas residuales, y se expresa como múltiplo del caudal medio ( $Q_{medio}$ ) a través del factor  $m$ .

La variable *Qrb* representa el caudal que se envía desde la decantación primaria al reactor biológico de la EDAR, y se expresa como múltiplo del caudal medio ( $Q_{medio}$ ) a través del factor  $n$ .

El volumen del SCTR se expresa en función del área neta de la cuenca estudiada.

En el proceso de elaboración del modelo del SCTR1 se han hecho las siguientes hipótesis:

#### Depósitos

El volumen del tanque MC es igual al del decantador D y, por tanto, a la mitad del volumen del SCTR.

En cuanto al decantador D1 de la EDAR (condición de contorno):

- la velocidad ascensional es menor que 1.3 m/h.
- la sección de la planta se ha distribuido de la forma 1:3 en cuanto a la relación de lados.
- para los casos con  $m = 2 - 3$ , se ha supuesto 2 horas de retención hidráulica en el tanque; mientras que para el resto,  $m = 4-10$ ,  $t_{RH} = 1$  hora (criterios para su dimensionamiento).

El calado de los elementos decantadores es de 3 metros.

#### Caudales

El  $Q_{medio}$  se ha considerado constante e igual a 200 l/s, incluida la infiltración.

#### Contaminación

La concentración de SS correspondiente al caudal base o de tiempo seco se ha considerado constante e igual a 150 mg/l.

El cuadro de casos de simulación del SCTR1 para Santiago Este correspondiente al año 1995 se puede observar en el anejo VIII "Información



auxiliar al proceso de modelización de las técnicas de gestión de la escorrentía urbana". La nomenclatura seguida es "Caso n-m", siendo las variables n y m las definidas en la tabla anterior. Los resultados de las simulaciones se pueden observar en el anejo VIII (tabla "Resultados de las simulaciones del SCTR1, Santiago Este 1995"), y responden a los siguientes apartados:

- nº de reboses/año, diferenciando entre SCTR, EDAR y el total o suma de ambos.

- masa total de SS vertidos a medio receptor (Kg/año), con la misma diferenciación que en el tipo de resultado anterior. Esta información resultará de interés para estudios posteriores sobre el medio receptor ya que ayudarán a analizar la contaminación vertida al mismo que es de tipo "crónico" o acumulativo. A partir de los SS se pueden estimar las cargas anuales de metales pesados.

- suceso Qmax: se define este suceso como aquél que presenta el Qmax de rebose de entre todos los incluidos en el año de simulación. Se diferencia entre el SCTR y la EDAR, y para cada uno de ellos se muestra el resultado del caudal máximo, de la concentración de SS y de la duración del suceso. Esta información resultará de interés para estudios posteriores sobre el medio receptor ya que ayudarán a evaluar el impacto de tipo "instantáneo" o agudo que tienen los reboses de alcantarillado unitario.

- suceso [SS]max: su definición es paralela al anterior pero en base a la  $[SS]_{max}$  de rebose observada en los resultados de los diferentes casos de simulación.

Para la configuración de los ficheros de entrada al SWMM en cada uno de los casos de simulación se emplearon una serie de cuadros auxiliares de tipo hoja de cálculo en los que se definen para cada caso las características geométricas de los tanques, longitudes de aliviadero, diámetro de los orificios de desagüe de fondo, caudales, etc.

En la obtención de los resultados de la simulación ya comentados, fue preciso desarrollar una serie de programas auxiliares que operan sobre los ficheros de salida de cada uno de los casos de simulación del SWMM, ya que de otra manera hubiera sido inabordable.

Para facilitar la lectura de los resultados de las simulaciones correspondientes al SCTR1 en el año 1995 para la cuenca de Santiago Este (anejo VIII), se adjuntan a continuación diversas figuras resumen de dichos resultados.

## SCTR1 (Santiago Este), año 1995

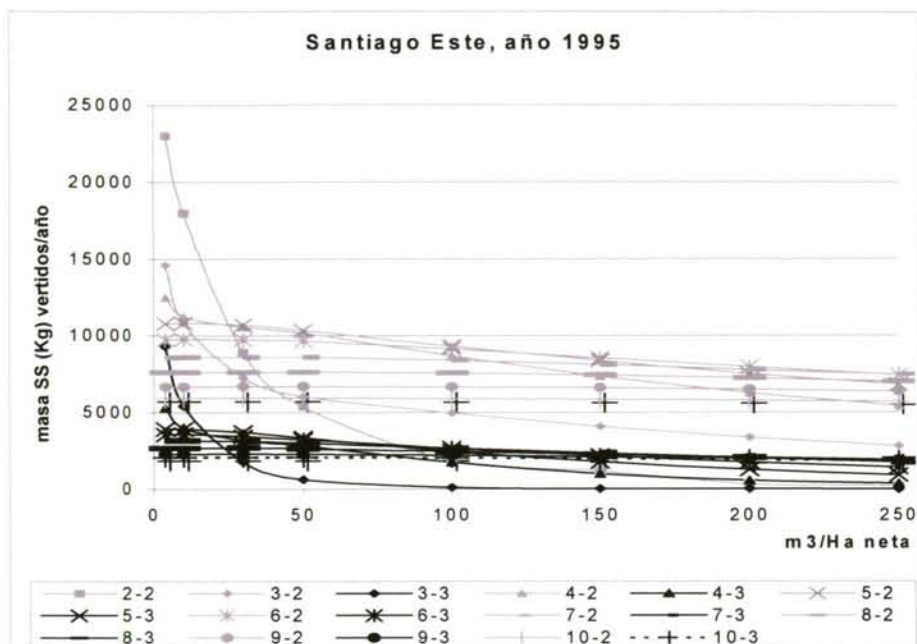


Figura 6-39. Resumen de los resultados de la simulación del SCTR1, 1995, para la cuenca de Santiago Este (casos m-n, siendo n =  $Q_{rb}$  o caudal al reactor biológico de la EDAR, y m =  $Q_{edar}$  o caudal derivado hacia la EDAR).

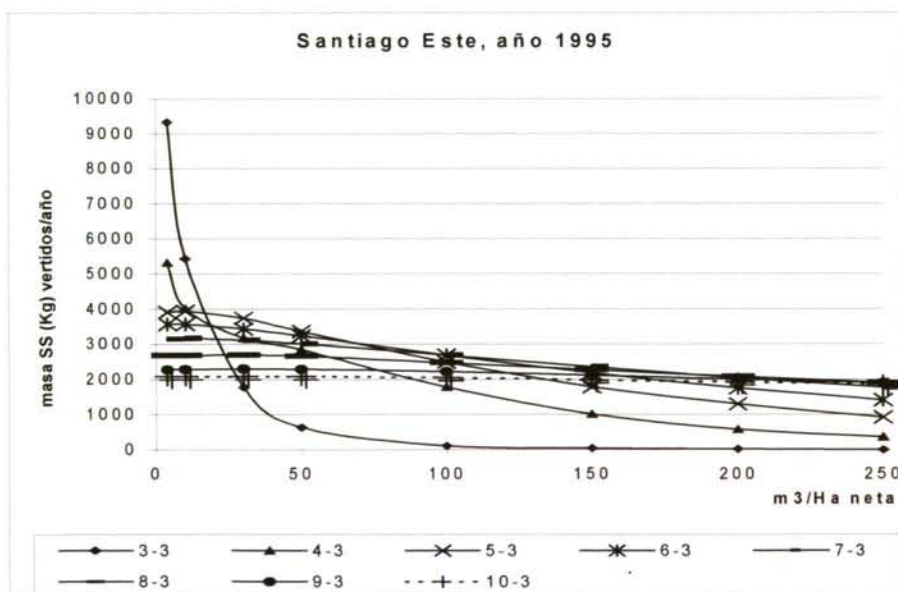


Figura 6-40. Resultados del SCTR1 95, casos n=3 ( $3Q_m$  a reactor biológico de la EDAR).

Con el fin de poder observar con mayor detalle la información de la gráfica anterior en el intervalo de 4-50 m<sup>3</sup>/Ha en cuanto al volumen del SCTR, se presenta la siguiente gráfica:

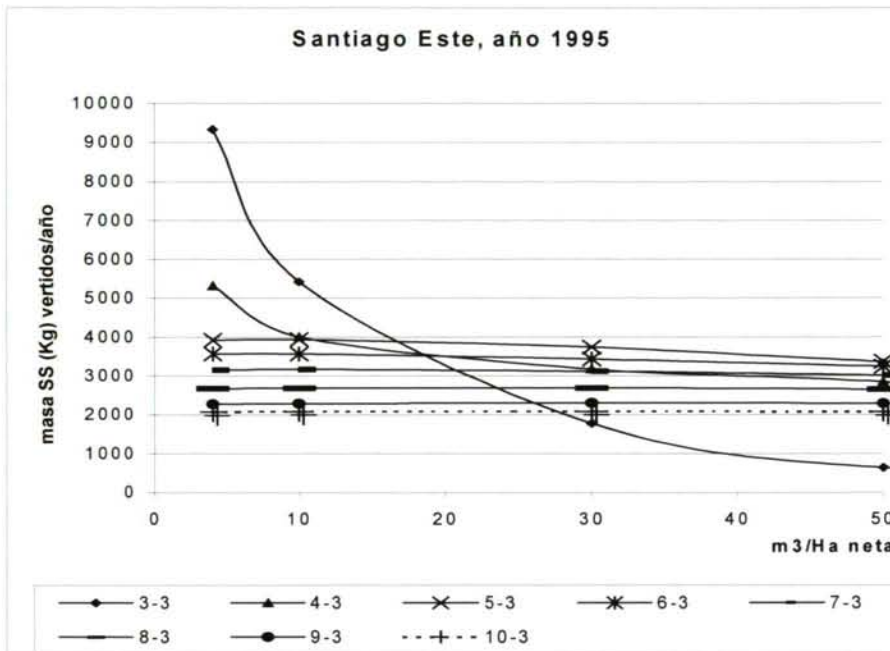


Figura 6-41. Resultados del SCTR1 95 para la cuenca de Santiago Este, casos  $n=3$  y volumen del SCTR de 0 a 50 m<sup>3</sup>/Ha.

De la observación de las tres figuras anteriores, cabe hacer las siguientes reflexiones:

- Los rendimientos de eliminación de SS son mucho más favorables si se dimensiona el reactor biológico de la EDAR para un caudal de 3Q<sub>m</sub> (casos  $m-3$ ) en lugar de para 2Q<sub>m</sub>, (casos  $m-2$ ), ya que así se disminuye notablemente el vertido de la EDAR a medio receptor (*rebose* EDAR) y se mejoran significativamente los resultados. Este resultado es lógico puesto que el biológico es quien mejor rendimiento garantiza.
- Los mejores índices de efectividad en la retención específica de SS (Kg de SS no enviado a medio receptor por cada m<sup>3</sup> que se añade al volumen del SCTR) se consiguen en los casos 2-2 y 3-3 para los volúmenes del SCTR comprendidos entre 4 y 50 m<sup>3</sup>/ha neta. En términos absolutos (masa vertida a medio receptor), el caso 3-3 es el más ventajoso frente a todos los demás, de ahí que no tenga sentido enviar hacia la EDAR más de 3Q<sub>m</sub>.
- Para el caso 3-3, el óptimo se encuentra en el entorno de 30-40 m<sup>3</sup>/Ha neta, con una eficacia del orden del 80% en reducción de los SS vertidos al medio receptor.



SCTR 5

Se recuerda la configuración del SCTR5 ya explicada en el capítulo 5 "Desarrollo de la metodología":

## SCTR 5

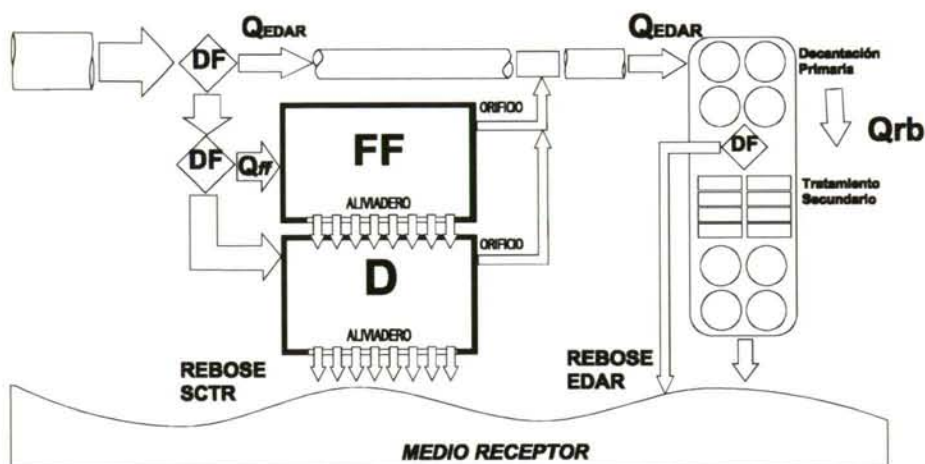


Figura 6-42. Esquema de la configuración SCTR 5

Las variables que configurarán el cuadro de casos de simulación se pueden observar en la siguiente tabla junto con los valores adoptados:

Variable	Formulación	Dimensionamiento
Qedar	$m \times Q_{medio}$	$m = 1 \dots 10$
Qrb	$n \times Q_{medio}$	$n = 2, 3$
Qff	$p \times Q_{medio}$	$p = 1, 2, 3, 4$
Volumen SCTR	$m^2/\text{Ha neta}$	4.10.30.50.100.150.200.250

Tabla 6-38. Valores de las variables del SCTR 5

Se han hecho las mismas hipótesis que para el SCTR 1.

El cuadro de casos de simulación, con un total de 125 casos, se puede observar en el anejo VIII. La nomenclatura seguida es "Caso  $m-p-n$ ", siendo las variables  $m$ ,  $p$  y  $n$  las definidas en la tabla anterior.

Los resultados obtenidos guardan el mismo formato que el explicado para el SCTR 1, adjuntándose de forma numérica en el anejo VIII y gráficamente a continuación.

## SCTR 5 (Santiago Este), 1995

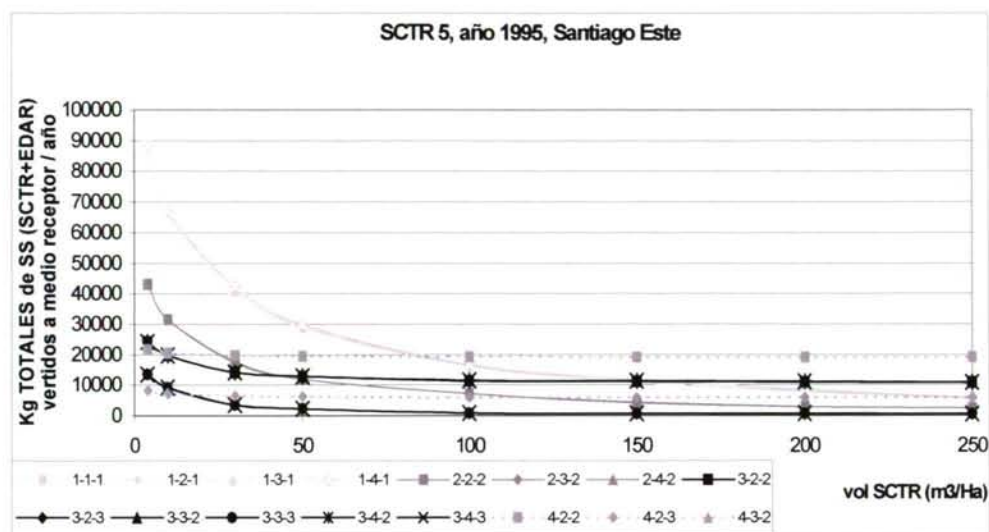


Figura 6-43. Resumen de las simulaciones del SCTR 5, Santiago Este, 1995 (casos "m-p-n", donde  $Q_{edar} = m \times Q_m$ ;  $Q_{ff} = p \times Q_m$ ;  $Q_{rb} = n \times Q_m$ )

Respecto al gráfico anterior y a efectos de su correcta interpretación, las curvas correspondientes a los casos 1-p-1 coinciden, e igualmente ocurre con las 2-p-2. A continuación se presenta una gráfica resumida de las simulaciones del SCTR5 durante el año 1995 para la cuenca de Santiago Este.

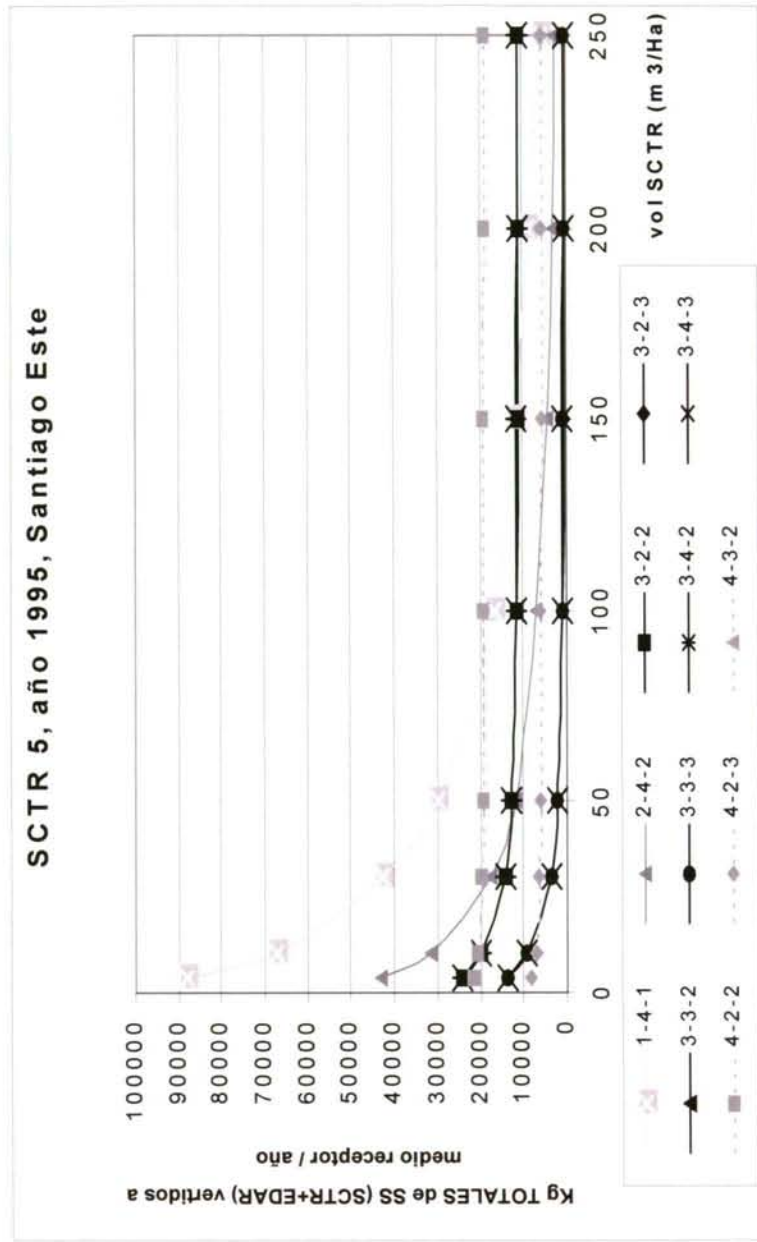


Figura 6-44. Resumen simplificado de las simulaciones del SCTR 5, Santiago Este 1995 (casos "m-p-n", donde Qedar = m x Qm; Qff = p x Qm; Qrb = n x Qm)



Las principales conclusiones derivadas de la observación de los resultados anteriores son:

1. En los casos 1-p-1 y 2-p-2 ( $p=1$  a 4), el valor de  $p$  (Q enviado al tanque FF) no influye en los resultados de las simulaciones en lo que a masa total de SS vertida a medio receptor se refiere. Este hecho se puede explicar en base a que durante un suceso de lluvia, el tanque FF de primer lavado en el SCTR5 se llena con un agua que no es la más contaminada ya que se trata de una cuenca en la que el fenómeno de adelantamiento de la masa de contaminación es poco acentuado. Por tanto, no se retiene masa y además se agota de manera poco eficiente una buena parte del volumen total del SCTR. Una vez lleno el tanque FF, solo funciona el tanque de decantación D y es por éste por el que sí pasa la mayor parte de la masa como resultado de recibir los caudales elevados del hidrograma con sus respectivas concentraciones también altas. A su vez, este intenso régimen de caudales sobrecarga al decantador D y por tanto el régimen hidráulico no resulta el idóneo para favorecer la decantación.
2. El hecho de enviar tan sólo  $Q_m$  a la EDAR hace que el SCTR 5 funcione mal puesto que de esta manera se le están enviando importantes caudales durante el año y alivia una elevada cantidad de SS al medio receptor, mientras que la EDAR apenas vierte (ver gráficas parciales del SCTR5 año 1995 en el anejo VIII). El resultado es que el rendimiento global es malo. Este caso, de todos modos, no sería viable en la realidad ya que el propio caudal de tiempo seco presenta valores diarios superiores a  $Q_m$ .
3. El óptimo es enviar  $3Q_m$  a EDAR y  $3Q_m$  al reactor biológico.
4. La variable  $Q_{ff}$  no resulta influyente en el rendimiento de eliminación de la contaminación. Una posible explicación a este hecho es que al tratarse de una cuenca unitaria y por tanto ir mezcladas las aguas sanitarias y de lluvia, existe una mezcla completa en el tanque FF, y al aliviar éste posteriormente a un tanque decantador D, es éste último el que realmente está funcionando a efectos de minimizar la carga contaminante a medio receptor.

A continuación se procederá a establecer una comparación entre el SCTR1 (*disposición de SCTR en línea con decantación*, casos m-n) y el SCTR5 (*disposición de SCTR fuera de línea con decantación*, casos m-p-n) en base a los resultados obtenidos para la cuenca de Santiago Este en el año 1995.

Para ello se presenta en los siguientes gráficos el resultado de agrupar las curvas de masa total vertida de SS a medio receptor en función de los volúmenes de SCTR para los casos equivalentes en línea y fuera de línea.

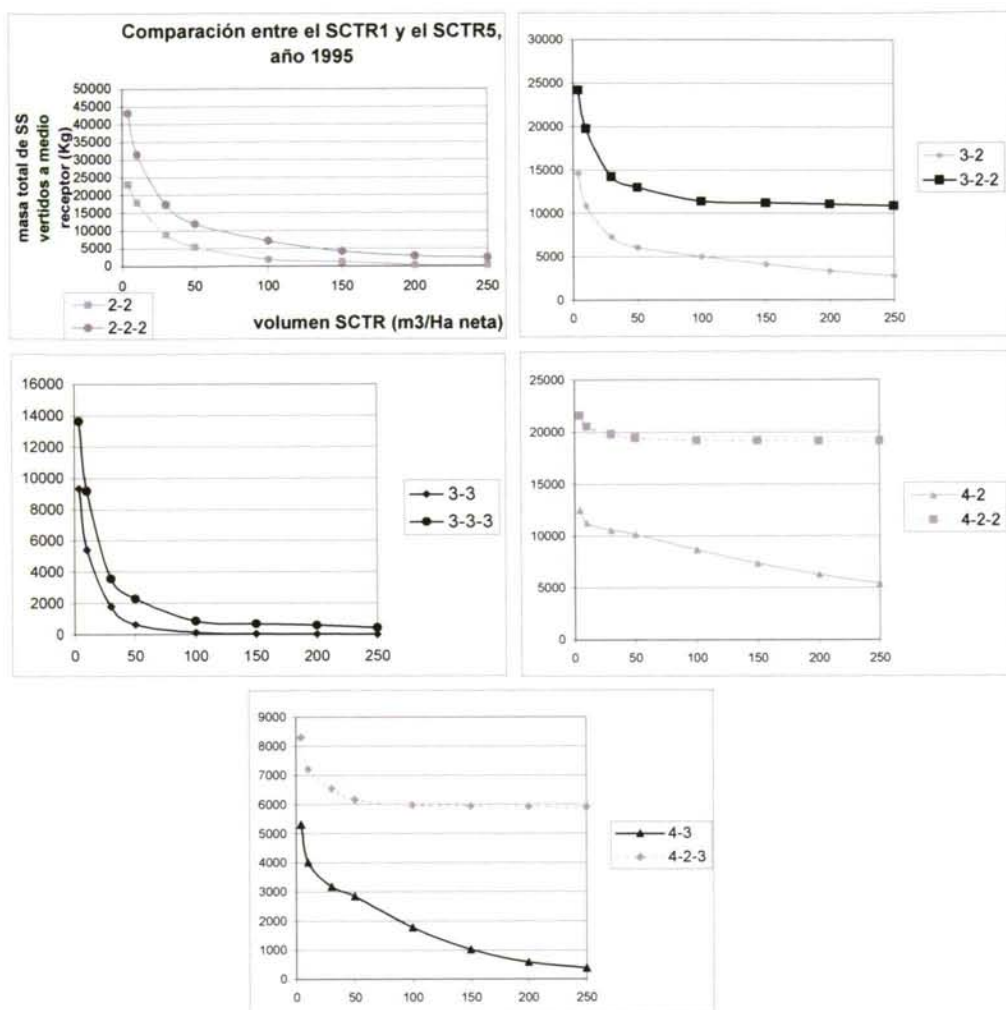


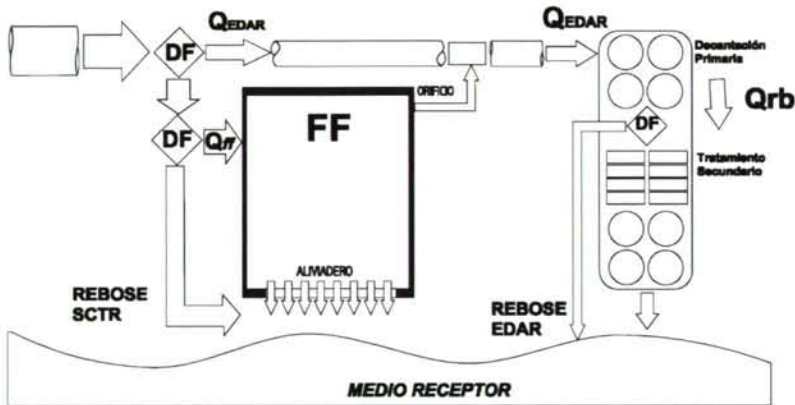
Figura 6-45. Comparación entre el SCTR1 (casos m-n) y el SCTR5 (casos m-p-n) para la cuenca de Santiago Este durante el año 1995.

A la vista de los resultados anteriores se puede decir que para la cuenca unitaria de Santiago Este y a efectos de masa total de SS vertidos a medio receptor:

- Resulta más rentable el SCTR1 (en línea con decantación) que el SCTR 5 (fuera de línea con decantación) en cuanto al índice de rendimiento marginal (Kg de SS no vertido a medio receptor por cada m<sup>3</sup> de SCTR que se incrementa).

A continuación se comparan las configuraciones *con tanque decantador D* (en línea SCTR1, y fuera de línea SCTR5) con las equivalentes pero *sin tanque decantador* (en línea SCTR7, y fuera de línea SCTR6) en base a los resultados de las simulaciones del año 1995 para la cuenca de Santiago Este. Evidentemente, ahora el volumen del SCTR corresponde en su totalidad a un solo tanque (FF en el caso del SCTR6, y MC para el SCTR7).

Se recuerdan las configuraciones SCTR 6 y SCTR 7 ya comentadas en el capítulo 5. "Desarrollo de la metodología".

**SCTR 6**

**Figura 6-46.** Esquema del SCTR 6 para la cuenca unitaria de Santiago Este.

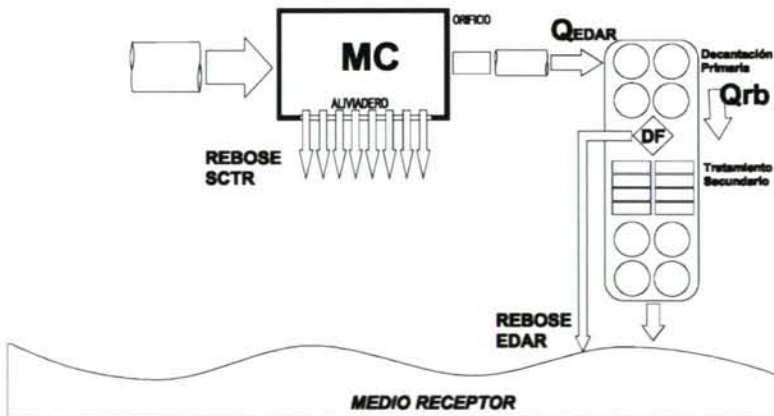
**SCTR 7**

Figura 6-47. Esquema del SCTR 7 para la cuenca unitaria de Santiago Este.



Para llevar a cabo esta comparación se generaron resultados intermedios para ambas configuraciones correspondientes a los casos óptimos resultantes de las simulaciones para el año 1995. Estos resultados intermedios corresponden a los puntos indicados en negrita y cursiva en los esquemas anteriores.

Los casos simulados han sido el 3-3-3 con un volumen de SCTR = 30 m<sup>3</sup>/Ha neta para el SCTR 6, y el 3-3 con un volumen de SCTR = 30 m<sup>3</sup>/Ha neta para el SCTR 7. Estos casos se comparan con los resultados obtenidos de las correspondientes configuraciones con tanque decantador D (SCTR 5 y SCTR 1 respectivamente).

Los resultados intermedios obtenidos se presentan a continuación. En las siguientes tablas se indica el volumen de agua que ha circulado por cada elemento durante la simulación del año 1995 para cada uno de los SCTR.

<b>Santiago Este</b>		
<b>SCTR 6, año 1995</b>		
<b><i>Elemento n°</i></b>	<b><i>Volúmen total (ft<sup>3</sup>)</i></b>	<b><i>% del volúmen total</i></b>
0	2.18 E8	100
1	2.18 E8	100
2	3.228 E6	1.48
3	3.226 E6	1.47
9	2.17 E8	99.5
10	1.342 E6	<b>0.616</b>

Tabla 6-39. Resumen de volúmenes de agua circulantes por cada uno de los elementos del SCTR 6 (caso 3-3-3, vol. SCTR=30 m<sup>3</sup>/Ha) durante el año 1995.

<b>Santiago Este</b>		
<b>SCTR 7, año 1995</b>		
<b><i>Elemento n°</i></b>	<b><i>Volúmen total (m<sup>3</sup>)</i></b>	<b><i>% del volúmen total</i></b>
0	6.17 E6	100
110	6.17 E6	100
2	6.11 E6	99
3	58.02 E3	<b>1</b>

Tabla 6-40. Resumen de volúmenes de agua circulante por cada uno de los elementos del SCTR 7 (caso 3-3, vol. SCTR=30 m<sup>3</sup>/Ha) durante el año 1995.

Se observa que por el SCTR 6 rebosa menos volumen de agua a medio receptor que por el SCTR 7, del orden de un 40% menos, lo que se traduce en una menor masa de SS vertida a medio receptor, tal y como se puede deducir de los resultados de las simulaciones presentadas en las siguientes tablas.

<b>SCTR 6, año 1995</b>	
<b>Masa total de SS vertida a medio receptor</b>	
<b>SCTR (Kg)</b>	<b>EDAR (Kg)</b>
5793	846

Tabla 6-41. Masa total de SS vertida a medio receptor por el SCTR 6 (caso 3-3-3, vol. SCTR 30 m<sup>3</sup>/Ha) durante el año 1995

<b>SCTR 7, año 1995</b>	
<b>Masa total de SS vertida a medio receptor</b>	
<b>SCTR (Kg)</b>	<b>EDAR (Kg)</b>
10337	5772

Tabla 6-42. Masa total de SS vertida a medio receptor por el SCTR 7 (caso 3-3, vol. SCTR 30 m<sup>3</sup>/Ha) durante el año 1995

Si comparamos los resultados anteriores con los correspondientes a las configuraciones respectivas con tanque decantador (SCTR 5 y SCTR 1 respectivamente) se observa, en general, una clara mejoría si se dispone de un elemento decantador previo al vertido a medio receptor (configuraciones en línea y fuera de línea).

<b>Año 1995</b>			
<b>Masa total SS vertida a medio receptor (Kg)</b>			
<b>SCTR 6</b>		<b>SCTR 5</b>	
<b>SCTR</b>	<b>EDAR</b>	<b>SCTR</b>	<b>EDAR</b>
5793	846	2800	1177

Tabla 6-43. Comparación entre las configuraciones fuera de línea (SCTR6 sin decantador, SCTR5 con decantador) en cuanto a la masa total de SS vertida a medio receptor en el año 1995

<b>Año 1995</b>			
<b>Masa total SS vertida a medio receptor (Kg)</b>			
<b>SCTR 7</b>		<b>SCTR 1</b>	
<b>SCTR</b>	<b>EDAR</b>	<b>SCTR</b>	<b>EDAR</b>
10337	5772	1774	2

Tabla 6-44. Comparación entre las configuraciones en línea (SCTR7 sin decantador, SCTR1 con decantador) en cuanto a la masa total de SS vertida a medio receptor en el año 1995

En el caso de la configuración fuera de línea (SCTR 6 y SCTR 5), el total favorece a SCTR 5 (con decantador D previo a vertido a medio receptor) ya que se mejora el vertido del SCTR a costa de empeorar levemente el vertido de la EDAR.

Conviene comentar que la mejora en el rendimiento en la minimización de la masa total de SS vertida a medio receptor resulta en sentido "inverso" entre las configuraciones *en línea* y *fuera de línea*. Por decirlo de otro modo, el tanque decantador D funciona más eficientemente en la configuración en línea. Este hecho se puede constatar observando los valores resumidos en la siguiente tabla.

Santiago Este año 1995											
Masa de SS vertida a medio receptor (Kg)											
Configuración con decantador D						Configuración sin decantador D					
En línea (SCTR1)			Fuera de línea (SCTR 5)			En línea (SCTR 7)			Fuera de línea (SCTR 6)		
SCTR	EDAR	TOTAL	SCTR	EDAR	TOTAL	SCTR	EDAR	TOTAL	SCTR	EDAR	TOTAL
1774	2	1776	2800	1177	3977	10337	5772	16109	5793	846	6639

Tabla 6-45. Comparación global entre los diferentes SCTR ensayados para la cuenca de Santiago Este durante el año 1995.

A continuación se confirman las tendencias enunciadas presentando de forma gráfica y resumida los resultados de las simulaciones correspondientes a los SCTR 1 y SCTR 5 para los años 1996, 1997 y 1998, del mismo modo que se hizo para 1995.

## Año 1996

### SCTR1

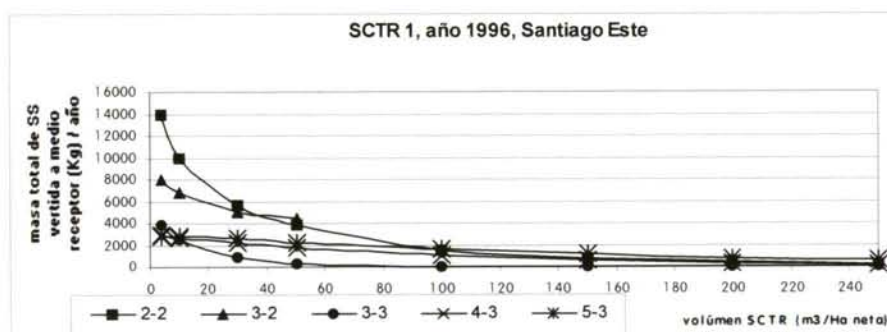


Figura 6-48. Simulación del SCTR 1, Santiago Este 1996.

A continuación se presentan las gráficas del SCTR5 del año 1996 correspondientes a los casos 3-x-3 ( $3Q_m$  a EDAR y  $3Q_m$  a RB) ya que son los que mejores resultados arrojan.



## SCTR 5

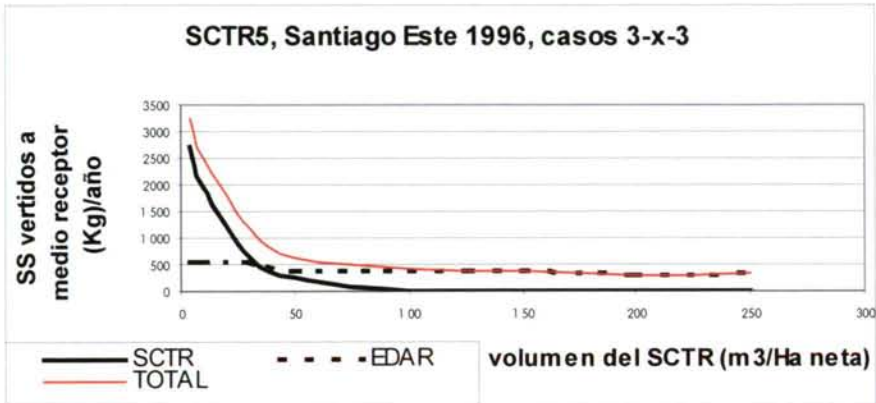


Figura 6-49. Casos 3-x-3 del SCTR 5, Santiago Este 1996

En la siguiente gráfica se comparan el SCTR1 y el SCTR5 para el año 1996:

## COMPARACIÓN SCTR1 - SCTR5 (1996)

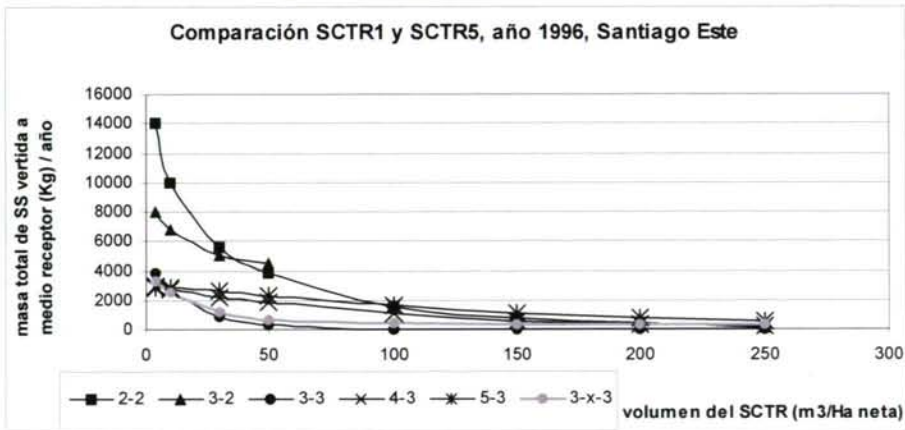


Figura 6-50. Comparación entre el SCTR 1 y el SCTR 5, Santiago Este, 1996.

A la vista de los resultados, cabe resaltar lo siguiente:

- Los rendimientos de las configuraciones óptimas (3-3 y 3-x-3) son similares.
- Para volúmenes de SCTR pequeños (4-10 m³/ha neta), la configuración fuera de línea ó SCTR 5 mejora a la de en línea ó SCTR1 (600 kg en 3800 kg= 15% de mejora).
- Para volúmenes mayores (>10m³/ha neta), ligeramente mejor la disposición en línea (SCTR1 caso 3-3), tal y como se confirmó para las simulaciones de 1995.

A continuación se presenta el mismo esquema para el año 1997:

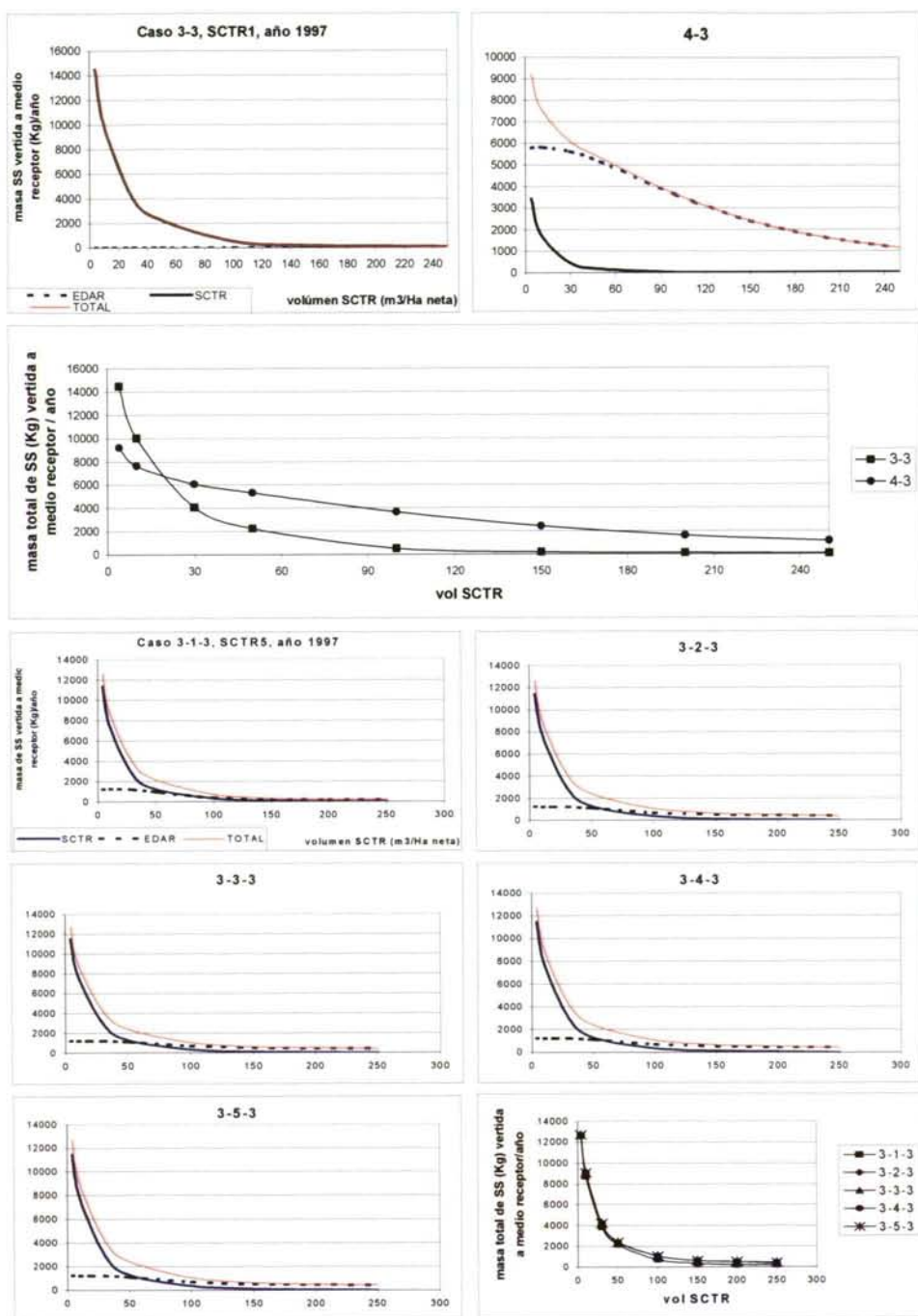


Figura 6-51. SCTR1 y SCTR5, 1997, cuenca de Santiago Este.

A continuación se establece la comparación entre el SCTR1 y el SCTR5 para el año 1997:

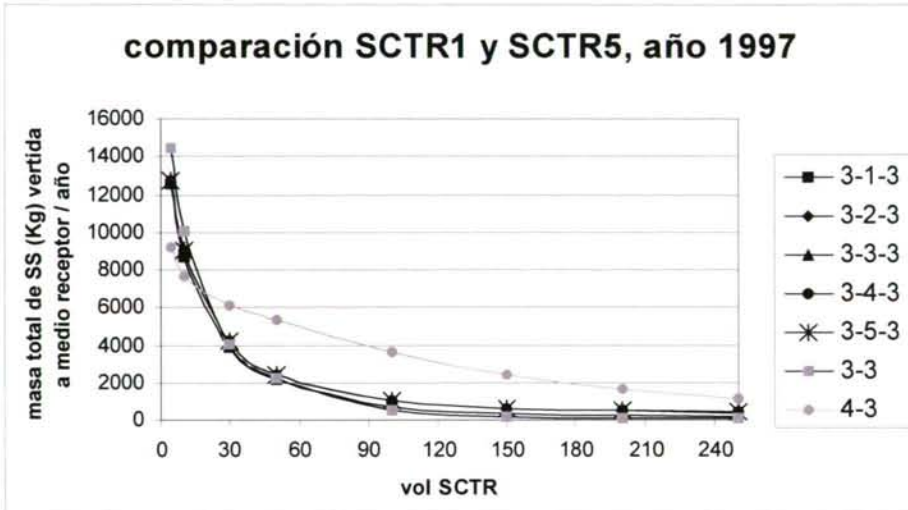


Figura 6-52. Comparación entre el SCTR 1 y el SCTR 5, Santiago Este, 1997.

Se puede observar que:

- Para volúmenes pequeños de SCTR ( $4-10 \text{ m}^3/\text{Ha}$ ), la disposición que mejores resultados arroja es la configuración en línea SCTR1 para el caso 4-3 (4Qm a EDAR y 3Qm a reactor biológico).
- Para volúmenes mayores de SCTR ( $>10 \text{ m}^3/\text{Ha}$ ), la configuración anterior (SCTR1 caso 4-3) pierde ventaja respecto del resto de configuraciones, siendo muy similares los resultados de la configuración en línea SCTR1 caso 3-3 y fuera de línea SCTR5 (casos 3-p-3). La mejor disposición en términos absolutos es la SCTR1 caso 3-3, con un óptimo de rendimiento en términos de productividad marginal en el orden de los  $30 \text{ m}^3/\text{Ha}$  de volumen de SCTR.



Año 1998

SCTR1

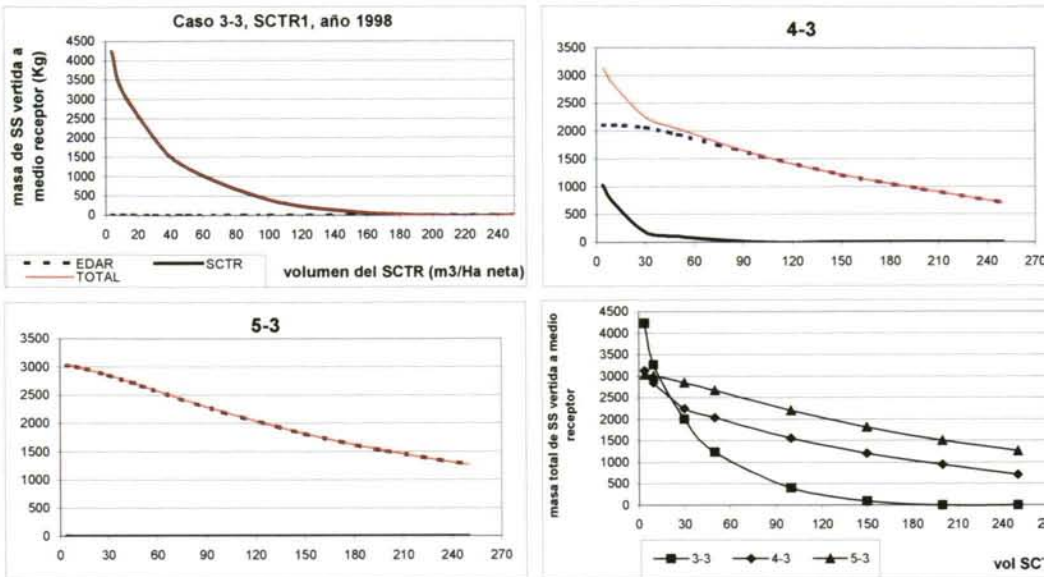


Figura 6-53. SCTR 1, año 1998, cuenca de Santiago Este.

## SCTR5

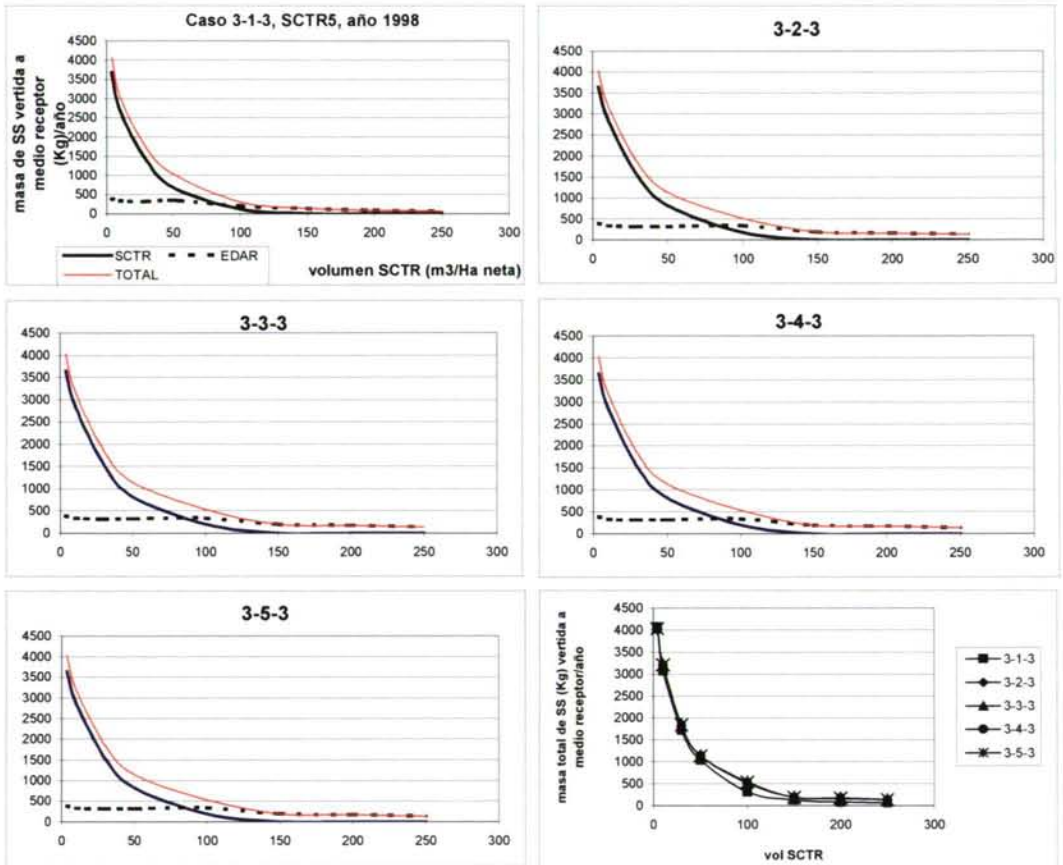


Figura 6-54. Casos 3-x-3, SCTR 5, Santiago Este, 1998.

A continuación se compara el SCTR1 y el SCTR5 para el año 1998.

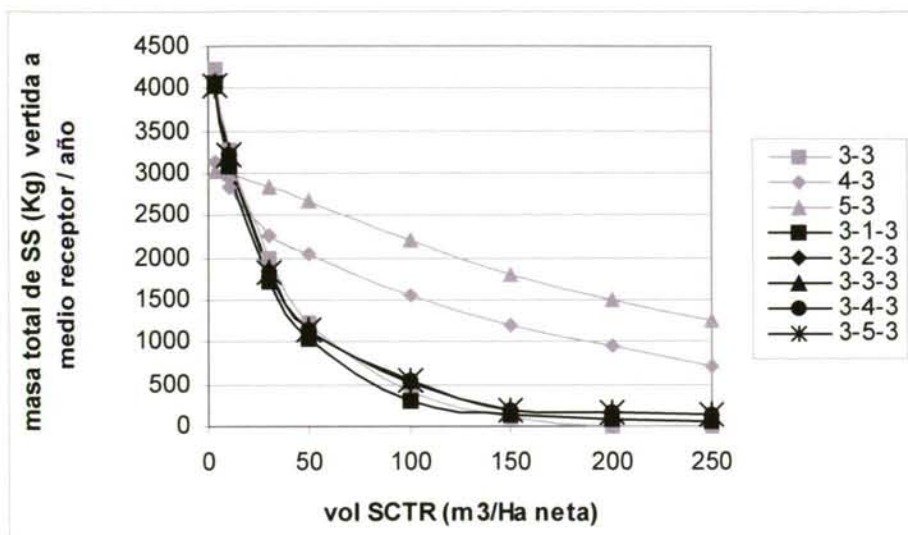


Figura 6-55. Comparación entre el SCTR 1 y el SCTR 5, Santiago Este, 1998.

A la vista de los resultados correspondientes al año 98:

- Para volúmenes pequeños de SCTR ( $4\text{-}10\text{ m}^3/\text{Ha}$ ), se perfilan como mejores configuraciones las 4-3 y 5-3 (SCTR1), siendo la menos eficiente la 3-3. Entre ambas se hallan las correspondientes al SCTR5.
- Para volúmenes mayores ( $>10\text{ m}^3/\text{Ha}$ ), el SCTR 5 con su configuración 3-1-3 resulta la mejor (todos los 3-p-3 son similares), seguido muy de cerca por el SCTR1 3-3.

Resumiendo las conclusiones anteriormente comentadas para la cuenca unitaria de "Santiago Este" como resultado del análisis de las simulaciones correspondientes a los años 1995, 1996, 1997 y 1998, cabe decir:

- Las configuraciones con elemento decantador "D" previo al vertido a medio receptor (SCTR 1, SCTR 5) funcionan de modo más eficiente que las que no disponen de este elemento decantador.
- El tanque decantador "D" funciona más eficientemente en la configuración en línea (SCTR 1).
- En general, la configuración SCTR 1 (en línea con elemento decantador) parece funcionar mejor para una cuenca unitaria.



- *El óptimo de dimensionamiento de los SCTR's se halla en el intervalo 4-50 m<sup>3</sup>/Ha neta.*
- *El hecho de enviar 3xQ<sub>m</sub> hacia el reactor biológico mejora sustancialmente el rendimiento en la minimización de la contaminación vertida a medio receptor.*

### 6.3.2 Cuenca piloto "Fontiñas"

#### 6.3.2.1 Modelo hidrológico-hidráulico

La metodología establecida para la cuenca separativa de Fontiñas obedece al concepto "tradicional" de modelo en el que los parámetros tienen un claro sentido físico. Este hecho ha sido sobradamente comentado en apartados anteriores y por tanto no procede reiterarse en la misma idea.

##### 6.3.2.1.1 SWMM

En el proceso de discretización de la cuenca se cuenta ahora con un nuevo tipo de superficie, las subcuencas de tipo "rural". El tratamiento de este tipo de superficie en el modelo es análogo al resto de superficies, estimándose la tasa de infiltración mediante la ecuación de Horton en base a una labor de reconocimiento del terreno a través de frecuentes visitas de campo y la aplicación de los coeficientes de infiltración obtenidos de la bibliografía científica al respecto.

##### 6.3.2.1.2 Análisis de sensibilidad del modelo

El análisis de sensibilidad realizado da como resultado que el parámetro **ptej** es el más determinante en el proceso de calibración y generación de hidrogramas simulados.

##### 6.3.2.1.3 Calibración del modelo

En la siguiente figura se presentan el hidrograma e hietograma registrados que han sido empleados para la calibración del modelo hidrológico-hidráulico de la cuenca de Fontiñas, que corresponde con dos sucesos de tormenta ocurridos entre las fechas del 8 y 10 de enero de 1999. La duración total de simulación es de 53 horas.

El criterio empleado en la selección de parámetros a calibrar ha sido el descrito para la cuenca de Santiago Este. De acuerdo con él, se estableció un primer juego de cuatro parámetros (1.- *nimp* ó coeficiente de rugosidad de Manning para superficies impermeables, tejados y calles; 2.- *ptej* ó pendiente de las superficies tejado m/m; 3.- *reteper* ó retención superficial de las superficies permeables ó zonas verdes; 4.- *reteimp* ó retención superficial de las superficies impermeables).

El motivo por el que no se distinguió entre superficies "tejado" y de tipo "calle" en los parámetros de rugosidad y de retención superficial fue que tras el

análisis de sensibilidad realizado se observó que apenas se aporta una mejora en el proceso de calibración.

Analizadas la matrices de covarianza y de los coeficientes de correlación, se halló dependencia entre los parámetros: 1-2, 2-4 y 1-4, con lo que finalmente se emplearon los parámetros indicados en la siguiente tabla para la calibración del modelo de Fontiñas.

Hietograma e hidrograma para calibración

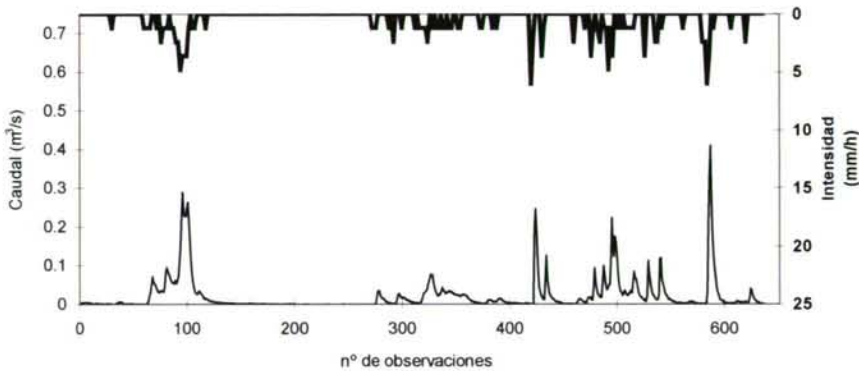


Figura 6-56. Hietograma e hidrograma de calibración de la cuenca de Fontiñas

Parámetro	Semilla	Límite inferior	Límite superior
<b><i>ptej</i></b>	1E-4	1E-10	1E-1
<b><i>reteper</i></b>	2	0.1	5

Tabla 6-46. Juego de parámetros en el proceso de calibración del modelo hidrológico-hidráulico de la cuenca de Fontiñas

Los resultados del proceso de calibración se muestran en la siguiente tabla.

Parámetro	Valor estimado	Intervalo del 95% de confianza	
		Límite inferior	Límite superior
<b><i>ptej</i></b>	4.25E-04	4.04E-04	4.45E-04
<b><i>reteper</i></b>	2.25	1.4	3.1

Tabla 6-47. Resultados del proceso de calibración del modelo hidrológico-hidráulico de la cuenca de Fontiñas



En la siguiente figura se pueden observar los hidrogramas registrado y simulado empleando los valores de los parámetros de la anterior tabla.

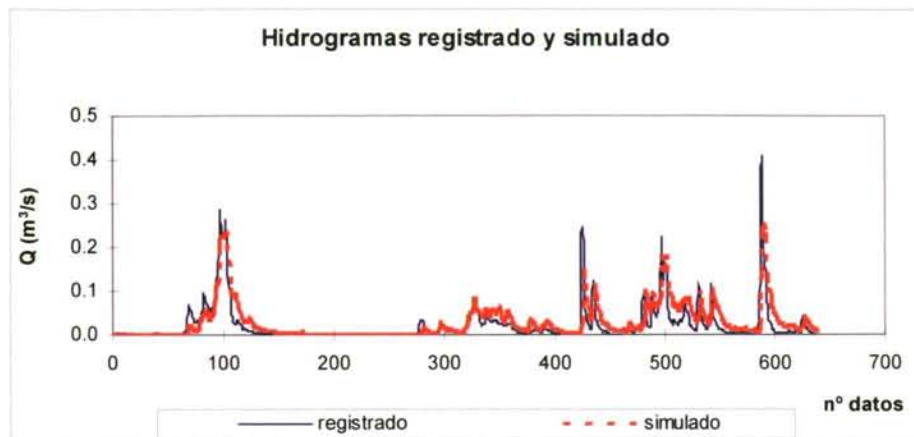


Figura 6-57. Hidrogramas registrado y simulado tras el proceso de calibración del modelo hidrológico-hidráulico de la cuenca de Fontiñas

#### 6.3.2.1.4 Comparación del SWMM con otros modelos

Se elaboró un modelo de neuronas artificiales con el fin de establecer una comparación entre un modelo con una base "física" clara (SWMM de la cuenca de Fontiñas) y otro en el que este concepto se difumina entre su estructura de elementos y conexiones. Al final de este capítulo se establece una reflexión que ahonda en este aspecto.

Para el estudio de la transformación lluvia-escorrentía en la red de pluviales de Fontiñas, se ha propuesto una red de neuronas artificiales de dos capas y cinco neuronas, completamente recursiva (con objeto de modelar bien las colas de los hidrogramas cuando la lluvia ha cesado), y con dos celdas de entrada por las que se introduce el mismo dato de lluvia (se aumenta el número de ciclos efectivos para un mismo dato de entrada).

La red, a la que se alimenta con datos de lluvia en un instante determinado, proporciona en su neurona de salida el caudal en el mismo instante –la necesidad de almacenar información histórica justifica su recursividad-, tras un proceso de cálculo de dos ciclos (ensayos con uno y tres ciclos han llevado a la conclusión de que el valor obtenido en dos ciclos es estable, no siéndolo el de un ciclo).

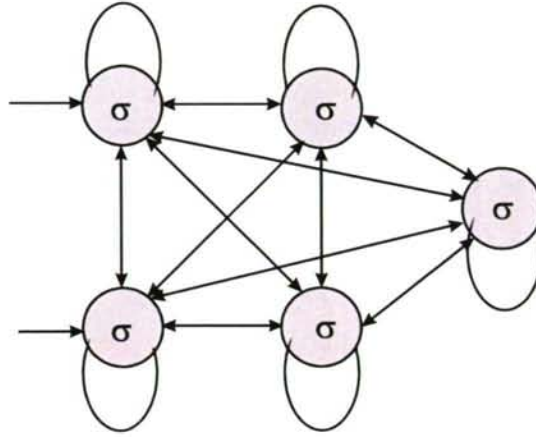


Figura 6-58. Red de neuronas artificiales diseñada para este trabajo

El tipo de funciones que se utiliza es la sigmoide en las neuronas y la identidad en las conexiones, y el proceso de entrenamiento utilizado fue de 450 registros de lluvia-escorrentía, que se ajustan utilizando como medida el error cuadrático medio de las diferencias entre el valor medido y el obtenido, mediante algoritmos de optimización de tipo Newton y gradiente conjugado.

De la aplicación del archivo de prueba utilizando como entrenamiento los 450 primeros datos y como fase de predicción los siguientes, se llega al siguiente resultado:

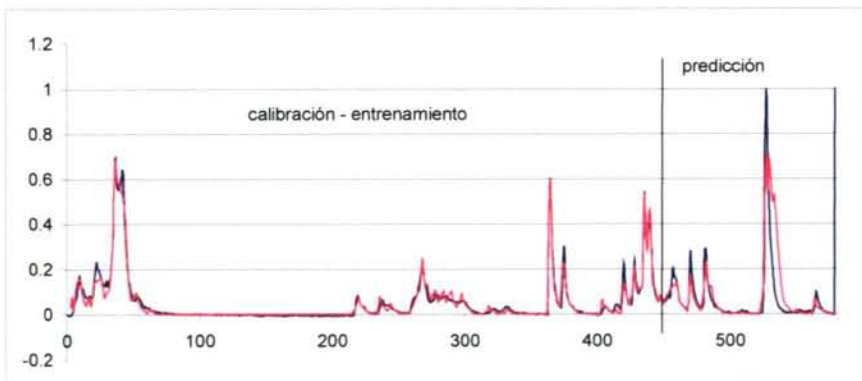


Figura 6-59. Ajuste obtenido con la red de neuronas artificiales (variables normalizadas)

Se han estudiado redes con un menor grado de recursividad y otras con un mayor número de neuronas (3 y 4) en la capa oculta: en el primer caso no se obtuvo un resultado satisfactorio y en el segundo no se observó una mejora significativa.

Los datos de lluvia y de escorrentía han sido normalizados dividiéndolos por el mayor registro obtenido en cada una de las dos series; de este modo, ambas series se mueven en el intervalo (0-1). Se considera esta normalización suficiente para el estudio que se presenta en este trabajo, cuyo objeto es valorar la eficacia del método. De considerarse la red propuesta como elemento predictivo, la normalización debería realizarse previendo mayores valores de lluvia y de escorrentía, ya que de lo contrario se saturaría para un rango mayor de valores.

En la siguiente figura se puede apreciar el grado de ajuste del modelo SWMM y el de la red neuronal (RNA), con los datos expresados en las mismas variables (lluvia y caudal real).

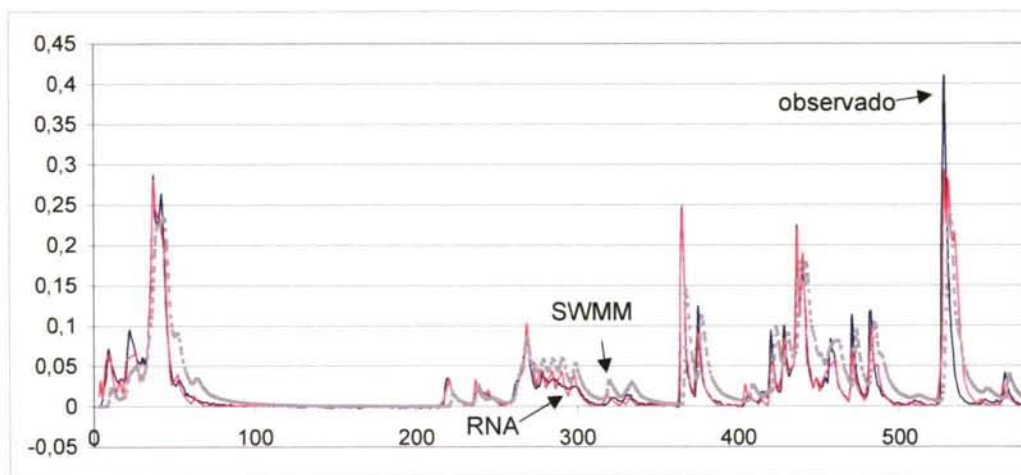


Figura 6-60. Comparación de resultados entre el SWMM y una red neuronal.

### 6.3.2.2 Modelo de contaminación

#### 6.3.2.2.1 Introducción

La metodología seguida para la cuenca de Fontiñas es similar a la utilizada en Santiago Este con la única diferencia de que el proceso de calibración que se desarrolla es continuo en el tiempo pues se dispuso de todos los datos de



lluvia e hidrogramas en el período de tiempo que comprende a los polutogramas de SS empleados en la calibración del modelo.

Para llevar a la práctica este proceso se emplea el software de autocalibración PEST, aplicado al primer semestre de 1999 (3-febrero al 28 de julio) como período de simulación continua, en el cual se emplean los 5 sucesos muestreados (1-feb, 9-feb, 10-feb, 22-feb y 4-mayo) con sus correspondientes hidrogramas y polutogramas de SS (ver anejo VI "Fichas tipo de sucesos") en el proceso de calibración.

#### 6.3.2.2.2 Modelo de contaminación

Se han empleado los mismos módulos del SWMM (escorrentía y transporte) y se han hecho las mismas hipótesis que en el modelo de contaminación de la cuenca de Santiago Este.

En cuanto a la hidrología y contaminación de base, se ha introducido un caudal constante registrado de tiempo seco de 15 l/s (probablemente procedente de fuentes existentes en la zona, de ahí el nombre de la cuenca), al cual va asociado una contaminación prácticamente nula (ver curvas de tiempo seco en el anejo VI) sin influencia alguna en las puntas de los polutogramas de lavado simuladas.

#### 6.3.2.2.3 Calibración y validación del modelo

##### Calibración

Al igual que para el modelo de Santiago Este los parámetros a definir son cuatro: (1) *DDLIM* y (2) *DDPOW* de la curva de acumulación de la contaminación en superficie de cuenca; (3)  $R_c$  según nomenclatura del SWMM y (4)  $n$  de la ecuación de lavado.

En un primer intento de calibración con el juego completo de los cuatro parámetros se observó a través de la matriz de correlación que las parejas (1)-(2) y (3)-(4) presentan un alto grado de dependencia entre sus elementos. Por tanto, fue preciso establecer un criterio de selección de parámetros fijos, dejando el resto como calibrables.

Se procedió entonces a un análisis manual del mejor ajuste de valores de los parámetros de lavado ( $rcoef$  y  $washpo$ ) por medio de una comparación visual con los polutogramas registrados, ya que son éstos los que tienen una influencia directa en la forma de los simulados.

A diferencia que con Santiago Este, el valor óptimo del parámetro  $R_c$  ó  $rcoef$  tiende a un valor medio igual a 5 (hay que recordar que el intervalo de variación normal en aguas de escorrentía urbanas es de 1-10, y que para Santiago Este este valor apuntaba hacia el extremo superior 10).

Para este valor de *rcoef* el valor óptimo de *washpo* que lo complementa, puesto que actúan de forma combinada sobre la forma de los polutogramas generados, es del orden de 1.5 (intervalo normal de variación en entornos urbanos según otros estudios es 1-3, para Santiago Este es del orden de 1).

Fijados estos parámetros con el criterio recomendado por los estudios y experiencias comentados en el manual del SWMM en USA, se procedió al proceso de calibración de los otros dos restantes en diferentes pasadas puesto que correlacionan entre ellos tal y como se comentó anteriormente.

En un principio, se fijó el parámetro *DDPOW* (hay que recordar que afecta directamente al tiempo seco previo al comienzo de la tormenta, durante el cual tiene lugar el proceso de acumulación de los SS) igual a la unidad. El criterio seguido fue el de considerar que el proceso de formación de la contaminación en una cuenca próxima (Santiago Este) y de similares características debería seguir un patrón de comportamiento paralelo.

Fijados los tres parámetros comentados se procedió a calibrar *DDLIM* mediante el empleo de PEST. A continuación se resumen las principales características de este proceso:

- N° de parámetros a calibrar = 1 (*DDLIM*).
- N° de observaciones = 162 (datos de [SS] en mg/l correspondientes a los diferentes polutogramas muestrados).
- Intervalo de variación libre del parámetro a calibrar = [1-500].
- Valor inicial del parámetro = 30.
- Criterio de finalización del proceso de calibración = límite en la diferencia entre dos resultados consecutivos igual a  $1E-2$ , con un máximo de 30 iteraciones en el proceso de optimización.
- N° total de llamadas al modelo físico SWMM = 12.

El resultado del proceso fue:

Parámetro	Valor estimado	Intervalo de confianza del 95%	
		Límite inferior	Límite superior
<b><i>DDLIM</i></b>	<b>24.6933</b>	21.9129	27.4737

Tabla 6-48. Valor calibrado de *DDLIM* fijado el parámetro *DDPOW* igual a la unidad

A continuación se presenta una gráfica en la que se enfrentan los polutogramas registrado y simulado.

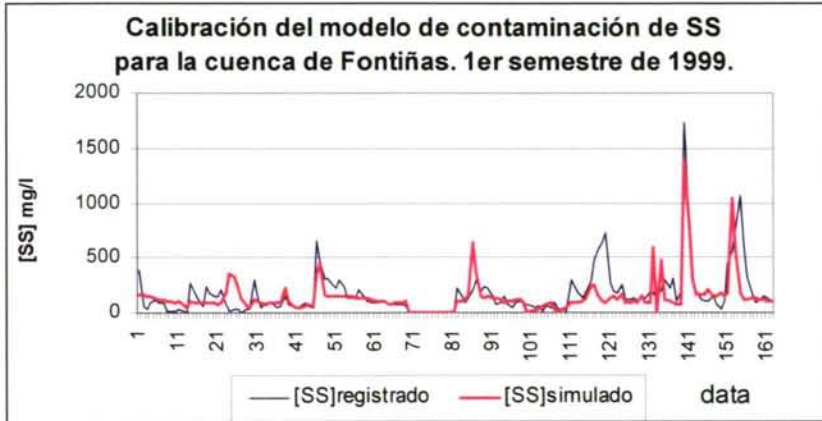


Figura 6-61. Polutogramas registrado y simulado de SS tras el proceso de calibración en el que se fijó DDPOW igual a la unidad

Se procedió entonces a fijar *DDLIM* igual a 24.69 (resultado del proceso anterior) para comprobar el proceso de calibración de *DDPOW*. Las principales características fueron:

- Nº de parámetros a calibrar = 1 (*DDPOW*).
- Nº de observaciones = 162 (datos de [SS] en mg/l correspondientes a los diferentes polutogramas mostrados).
- Intervalo de variación libre del parámetro a calibrar = [1-25].
- Valor inicial del parámetro = 1.
- Criterio de finalización del proceso de calibración = límite en la diferencia entre dos resultados consecutivos igual a 1E-2, con un máximo de 30 iteraciones en el proceso de optimización.
- Nº total de llamadas al modelo físico SWMM = 8.

El resultado del proceso fue:

Parámetro	Valor estimado	Intervalo de confianza del 95%	
		Límite inferior	Límite superior
<b>DDPOW</b>	<b>1</b>	0.309257	1.69074

Tabla 6-49. Valor calibrado de *DDPOW* fijado el parámetro *DDLIM*

A continuación se presenta una gráfica en la que se enfrentan los polutogramas registrado y simulado.



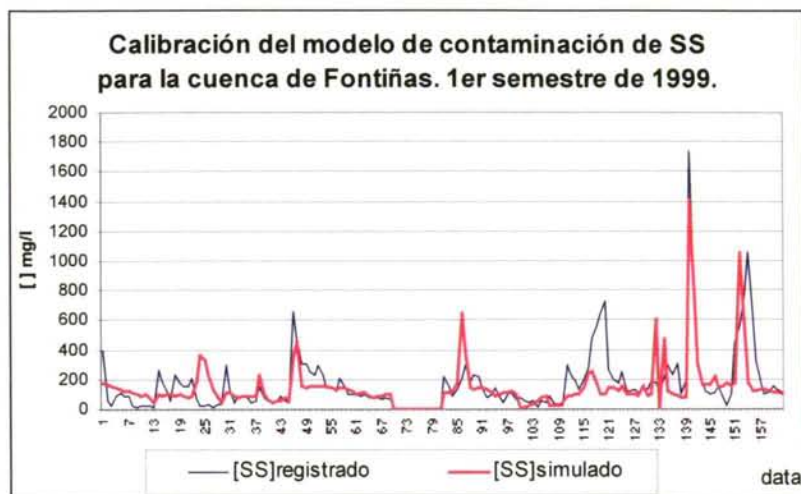


Figura 6-62. Polutogramas registrado y simulado de SS tras el proceso de calibración en el que se fijó DDLIM

Por tanto, los valores finales adoptados para los parámetros que gobiernan el modelo de contaminación SS para la cuenca de Fontiñas son:

Parámetro	Valor
DDLIM	24.7
DDPOW	1
$R_c$	5
$n$	1.5

Tabla 6-50. Valores de los parámetros calibrados del modelo de contaminación de la cuenca de Fontiñas

### Validación

Para el proceso de validación del modelo de calidad SS de la cuenca de Fontiñas se empleó el suceso F050899 (ver anejo VI "Fichas tipo de suceso"). Este suceso es el que presenta la mayor punta de [SS] registrada de entre todas, tanto para la cuenca de Fontiñas como para la dSantiago Este, e igual a 3.526 mg/l. Supone un total de 16 puntos de validación y con las condiciones de contorno bien definidas pues se dispuso de toda la información de lluvias, de ahí que se procediese a una simulación en continuo desde el 3 de febrero de 1999 hasta la fecha del suceso de validación ó 5 de agosto de 1999, con los valores anteriores de los parámetros calibrados.

El resultado fue que no se alcanzó la punta del polutograma real (3.526 mg/l), por lo que se procedió a modificar el valor del parámetro "washpo" de 1.5 al nuevo valor de 1.25, y reducir ligeramente el valor del parámetro DDPOW de

1 a 0.75, manteniendo el valor del resto de los parámetros. En definitiva, se trata de perder cierta generalidad (polutograma promedio) a costa de reproducir mejor los valores extremos ó de punta de polutograma.

El hecho de reducir el valor de *DDPOW* a 0.75 implica que el 90% de la máxima contaminación de SS posible (*DDLIM*) se consigue en 1.3 días de tiempo seco.

Finalmente, el juego definitivo de parámetros calibrados y validados es el siguiente:

Parámetro	Valor
<i>DDLIM</i>	24.7
<i>DDPOW</i>	0.75
$R_c$	5
<i>n</i>	1.25

Tabla 6-51. Juego final de parámetros calibrados en el modelo de contaminación SS de la cuenca de Fontiñas

A continuación se presentan los hidrogramas y polutogramas registrados y simulados correspondientes al suceso F050899.

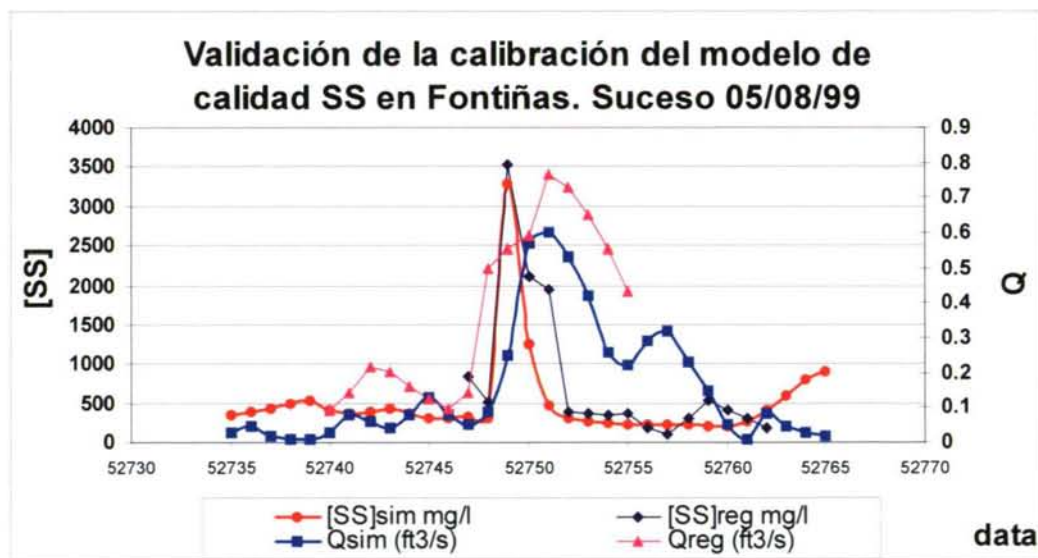


Figura 6-63. Hidrogramas y polutogramas registrados y simulados correspondientes al suceso F050899.

La punta real de [SS] es de 3.526 mg/l (simulado = 3.300 mg/l) y la punta del hidrograma registrado es de unos 200 l/s (simulado = 6 ft<sup>3</sup>/s = 170 l/s).

Finalmente decir que el valor de *DDLIM* para Fontiñas es del orden de la mitad que el de Santiago Este, lo cual parece lógico puesto que la actividad generada en la segunda es más intensa que en la primera.

### 6.3.2.3 Simulación de Técnicas de Gestión de la Escorrentía Urbana

#### 6.3.2.3.1 Introducción

En este apartado se presentan las modelizaciones realizadas para las diferentes configuraciones de los sistemas de control y tratamiento de las aguas pluviales (SCTAP) en la red separativa de Fontiñas.

Previamente a la ejecución del conjunto de las simulaciones para cada uno de las configuraciones ensayadas, se realizó un análisis de sensibilidad de los rendimientos obtenidos entre aquellas configuraciones que disponen de tanque decantador y las que no, observándose que, al igual que para la cuenca unitaria, las primeras arrojan mejores resultados en la retención de los sólidos que las segundas.

Por tanto, las configuraciones ensayadas se han centrado en aquellas que disponen de tanque decantador D previo al vertido de las aguas a medio receptor, es decir, el SCTAP 5 (disposición "fuera de línea") y el SCTAP 1 ("en línea"). Los años analizados han sido igualmente 1995, 1996, 1997, 1998 y 1999.

En el punto siguiente se presentan los esquemas que aclaran las configuraciones citadas.

Se han hecho las mismas consideraciones sobre la hidráulica de depósitos comentadas para los SCTR de Santiago Este.

A los decantadores D de los SCTAP se les ha asignado un rendimiento de sedimentación *R* del 95% en 5 días. Esto se ha materializado adaptando la ecuación  $R_{ss}=R_{max}*[1-e^{(-k \cdot t_d)}]$  del manual SWMM en su página nº 321 (Huber y Dickinson, 1994).

Se ha empleado la granulometría propuesta por el manual del SWMM para los SS presentes en las calles (después de *Sartor y Boyd*, 1972, p. 146). De la misma fuente se han obtenido las gravedades específicas y la fracción contaminante de cada tamaño. En la siguiente tabla se muestran los valores adoptados.